

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

№ 13.

### Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Abmessungen und Eiseneinlagen von Gewölbefugen.

Von Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M. (Schluß aus No. 11.)



Es soll nach dem in No. 1, 5, 6 und 11 der „Mitteilungen“ entwickelten Verfahren eine gewölbte, voll überschüttete Eisenbahn-Ueberschüttung über eine 24 m breite Straße berechnet werden (Abb. 6, S. 98). Zum Teil auf Grund einer Vorberechnung, welche nach einer Hand-skizze in ganz ähnlicher, natürlich etwas abgekürzter Weise durchgeführt wurde, wie die nachfolgende Berechnung, hat man folgende Grundlagen gefunden:

Spannweite  $l = 32,00$  m, Pfeil  $f = 5,20$  m,  
Scheitelstärke  $d_o = 0,68$  m, Kämpferstärke  $d_k = 1,00$  m,  
Ueberschüttung im Scheitel  $= 0,10$  m,  
Stärke der Kiesbettung darüber  $= 0,35$  m,  
Nutzlast = neuester preußischer Lastenzug mit 20 t  
Lokomotivachsen; die Ersatzlast  $p_e$  ergibt sich zu:

$$p_e = \frac{20 \cdot 8 \cdot 939,2}{17 \cdot 32,0^2} \cdot \frac{2}{8,6} = 2,02 \text{ t/qm}^1$$

(Der Stirnabstand beträgt 8,6 m und es liegen 2 Gleise auf dem Gewölbe; 939,2 m ist das Balkenmoment für 1 Gleis für den älteren preußischen Lastenzug und  $l = 32$  m.)

Gewölbebeton . . . . . 2,40 t/cbm  
Widerlagerbeton „ . . . . . 2,20 t/cbm  
Ueberschüttung samt Stirnmauern i. M. . . 1,80 t/cbm  
Ueberschüttung allein, über dem Widerlager 1,60 t/cbm  
Bettung, Schienen und Schwellen . . . . 0,76 t/qm

Der Gang der Berechnung ist nun folgender:

#### A. Gewölbe.

Die Scheitelbelastung beträgt:

1. halbe Nutzlast  $1/2 \cdot 2,02 = 1,01$  t/qm
2. Bettung und Gleis  $= 0,76$  „
3. Ueberschüttung  $1,80 \cdot 0,10 = 0,18$  „
4. Gewölbe  $0,68 \cdot 2,4 = 1,63$  „

$$s = 3,58 \text{ t/qm}$$

Die Kämpferbelastung beträgt:

1. und 2. wie vor, zusammen  $= 1,77$  t/qm
3. Ueberschüttung  $5,00 \cdot 1,8 = 9,00$  „
4. Gewölbe  $1,35^2 \cdot 2,4 = 3,24$  „

$$k = 14,01 \text{ t/qm}$$

$$\text{also } \alpha = \frac{14,01}{3,58} = 3,92, \text{ gewählt } 3,9103; \alpha' = 2,04$$

daher Mittellinie:

$$\eta = \frac{\cos 2,04^\circ - 1}{2,9103}; y = \eta \cdot f$$

$$\text{Schub } N_o = \frac{3,58 \cdot 32^2}{8 \cdot 5,20} \cdot \frac{2 \cdot 2,9103}{2,04^2} = 123,5 \text{ t}$$

$$\text{Auflagerdruck } V_k = \frac{3,58 \cdot 32}{2} \cdot \frac{3,7803}{2,04} = 106,1 \text{ t}$$

$$\text{Kämpferdruck } N_k = \sqrt{123,5^2 + 106,1^2} = 162,8 \text{ t}$$

$$\text{also } \varphi = \frac{1,00}{0,68} \cdot \frac{162,8}{123,5} - 1 = 0,938, \text{ mithin}$$

halbe lotrechte Bogenstärke:

$$1/2 v = \frac{0,68}{2} (1 + 0,938 \eta) = 340 (1 + 0,938 \eta) \text{ Millimeter}$$

Kubikinhalt auf 1 m Tiefe (ohne Gewölbefuß):

$$J = 32,0 \cdot 0,68 \left( 1 + 0,938 \cdot \frac{0,852}{2,9103} \right) = 28,7 \text{ cbm.}$$

Die Vertikalkraft an beliebiger Stelle:

$$V = \frac{3,58 \cdot 32,0}{2} \cdot \frac{\sin 2,04^\circ}{2,04} = 28,1 \sin 2,04^\circ \xi \text{ (Tonnen).}$$

Die radiale Bogenstärke ist:  $d = v \cdot \frac{N_o}{N}$ .

Das Biegemoment an beliebiger Stelle ist in mt:

$$M = M_p + M_t = \frac{2,02 \cdot 32^2}{n} + \frac{68^3 (1 + 0,25 \cdot \frac{18}{68})}{520} : \tau$$

$$= \frac{2070}{n} + \frac{680}{\tau}.$$

#### B. Widerlager.

Die angreifenden Kräfte sind:

Kämpferdruck  $N_k = 162,8$  t

Gewicht  $G_1 = 0,95 \cdot 3,70 \cdot 2,2 = 7,8$  t

$G_2 = 1/2 (9,00 + 7,70) \cdot 8,18 \cdot 2,2 = 150,0$  t

Erddruck  $E = 1/8 \cdot 1,6 \cdot 9,55^2 = 18,2$  t.

Diese Kräfte mittels Kraft- und Seileck zusammen gesetzt ergeben die durch Fundamentmitte gehende Schlußkraft  $R_w$  (s. Abbildung 6), welche die zur Fundamentsohle senkrechte Komponente  $N_w = 276$  t besitzt. Ferner sind die Koordinaten der Fundamentmitte bezogen auf die Mitte der Scheitelfuge:

$$x = 19,6 \text{ m} \quad y = 8,8 \text{ m}$$

$$\text{also } \xi = \frac{19,6}{16,0} = 1,23 \quad \eta = \frac{8,80}{5,20} = 1,70.$$

Die Laboratoriumsfestigkeit des zur Verwendung kommenden Gewölbebetons beträgt 300 kg/qcm; die im Bau vorhandene Mindestfestigkeit wird demnach zu

<sup>1)</sup> Die früher angegebene Formel würde  $p_e = 1,5 + \frac{18}{32} = 2,06$  t/qm geben.

<sup>2)</sup> lotrechter Durchschnitt, angenähert.

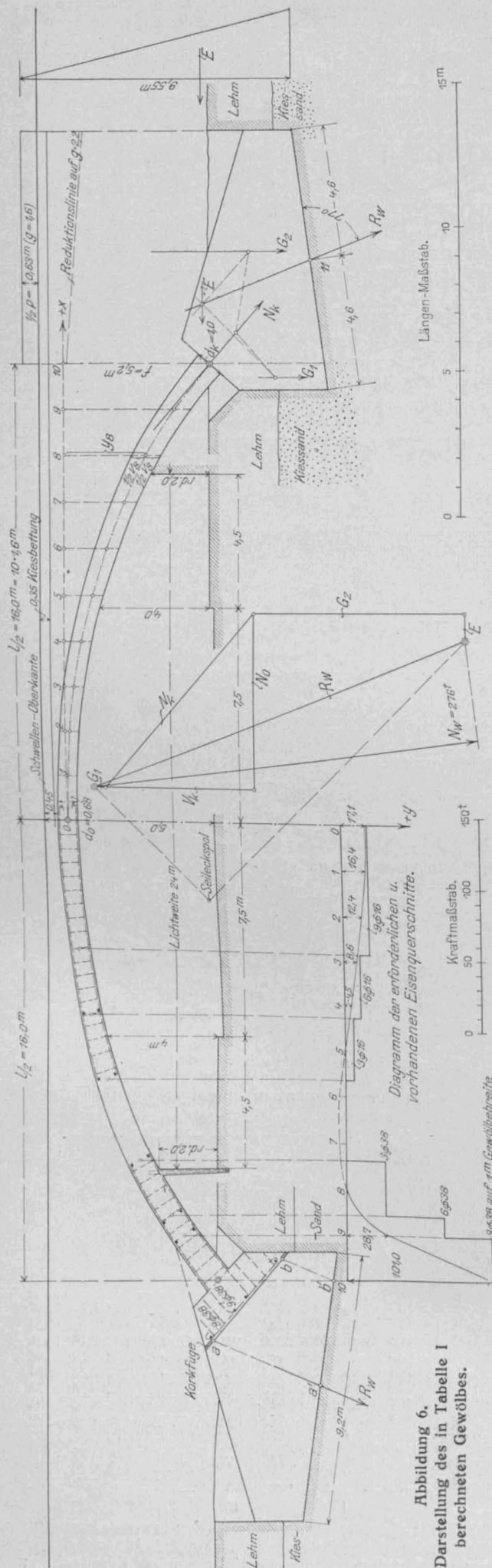


Abbildung 6.  
Darstellung des in Tabelle I  
berechneten Gewölbes.

300 : 2,5 = 120 kg/qcm angenommen, und entsprechend werden 120 : 2,5 = 48 kg qcm Spannung zugelassen. Die Untersuchung des Baugrundes hat ergeben, daß in der vorgesehenen Tiefe 4,0 kg/qcm mit 2,5 facher Sicherheit zulässig sind. Demnach ergibt die nebenstehende Tabelle I die Berechnung von Gewölbe und Widerlager.

Zur weiteren Erklärung dieser tabellarischen Berechnung ist Folgendes zu sagen: Der hyperbolische Cosinus und Sinus zu den Zahlen 2,04 ξ wird vorhandenen Tabellenwerken, z. B. der Tafel von Dr. Ligowski entnommen. Die Formeln für die Berechnung von  $\eta$ ,  $y$ ,  $\frac{1}{2}v$ ,  $V$  u. d. sind schon weiter oben abgeleitet. Die Normalkraft  $N$  ist gleich  $\sqrt{N_0^2 + V^2}$ ; zur bequemen Berechnung mit dem Rechenschieber bringe man diesen Ausdruck in die Form

$$(23) \dots N = N_0 \sqrt{1 + \left(\frac{V}{N_0}\right)^2} = 123,5 \sqrt{1 + \left(\frac{V}{123,5}\right)^2}$$

Die Momente  $M_p$  (Verkehrslastmomente) und  $M_t$  (Temperaturmomente) werden am Rechenschieber abgelesen, indem man die oben berechneten Zähler 2070 bzw. 680 mit den Divisoren  $n$  bzw.  $\tau$  dividiert, welche aus den graphischen Tafeln (Abb. 5, No. 5 bzw. Abb. 6, No. 6 der „Mitteilungen“) entnommen werden. Z. B. ergibt sich im Scheitel für 32 m Spannweite durch Interpolation zwischen der 30er und 40er Kurve  $n = 109$ , also  $M_p = 2070 : 109 = 19,0$  mt. Die Ausdrücke  $e$ ,  $d_g$  und  $\delta$  berechnet man nach Gleichung (1), (2) und (3) (s. No. 11 der „Mitteilungen“), während sich aus Gleichung (4)

$$(24) \dots \delta = \frac{d}{d_g}$$

ergibt. Zu  $\delta$  und  $\delta'$  entnimmt man der graphischen Tafel Abb. 5 (No. 11 der „Mitteilungen“) den zugehörigen  $\mu$  = Wert, und berechnet hieraus den an jeder Leibung erforderlichen Eisenquerschnitt  $F$  aus Gleichung (9). Entsprechend (21) ist hierbei

$$n = \frac{\text{zulässige Eisenspannung auf Druck}}{\text{zulässige Betonspannung}} = \frac{800}{48} = 16,7$$

zu setzen, sodaß sich auf 1 m Gewölbebreite

$$F_{qcm} = \frac{\mu \cdot 100^2 d}{16,7} = 600 \mu \cdot d_{(meter)} \text{ ergibt.}$$

Mit Hilfe der Tabelle kann nun der Gewölbequerschnitt in allen Teilen einschließlich der Eiseneinlagen aufgezogen werden (s. Abb. 6). Man geht von der  $x$ -Achse, d. h. der Wagrechten durch die Scheitelmittle aus, trägt auf derselben von der angenommenen Scheitelmittle aus nach links und rechts  $\frac{1}{2}l$  ab und teilt die beiden Strecken in je 10 gleiche Teile. In jedem der so erhaltenen, der Tabelle entsprechend mit 0, 1, 2 u. s. f. bezeichneten Punkte trägt man die berechnete Gewölbeordinate  $y$  senkrecht zur  $x$ -Achse ab, und erhält dadurch die Gewölbemittellinie. Von jedem Gewölbemittelpunkt aus trägt man  $\frac{1}{2}v$  nach oben und unten in Richtung der  $y$ -Achse ab, wodurch man je 21 Punkte der inneren und äußeren Leibung erhält; die Leibungslinien selbst zeichnet man danach mit dem Kurvenlineal. Die Widerlagerform wird am besten durch mehrfaches Probieren bestimmt. Aus einer ersten Handskizze ermittelt man die ungefähren Werte von  $N$  und  $M$  und berechnet danach die erforderliche Fugenstärke  $\delta$  mit Hilfe der graphischen Tafel Abb. 5 für  $\mu = 0$ , da eine Eisenverstärkung in der Widerlagerfuge natürlich ausgeschlossen ist. Durch weitere Versuche bestimmt man die Lage der Fundamentfuge so, daß die Schluß-Mittelkraft  $R_w$  aus Eigenlast und halber Nutzlast durch ihre Mitte geht. Die Neigung der Fundamentfuge braucht nicht senkrecht zu  $R_w$  gerichtet zu sein; da die Reibung etwa 60% der Normalkraft ausmacht<sup>3)</sup>, so kann man bei  $2\frac{1}{2}$  facher Sicherheit i. a. 24% der Normalkraft an Querkraft zulassen. Das heißt: Der Winkel zwischen der Fundamentsohle und der Schluß-Mittelkraft  $R_w$  darf 77° betragen.

Dieser Wert gilt zunächst für Kiesboden; bei schlüpfrigem Baugrund muß u. U. eine Vergrößerung Platz greifen. Nunmehr zeichnet man noch senkrecht unter dem Gewölbe die Kurve der erforderlichen Eisenquerschnitte  $F$ , welche letztere man der Tabelle entnimmt, und entwirft dann eine zweckmäßige Eisenauteilung derart, daß die erforderlichen Querschnitte überall mindestens vorhanden

<sup>3)</sup> Vergl. Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, Stuttgart 1906 Seite 133. Dasselbst ist als Mittelwert aus 13 Versuchen der Reibungskoeffizient zwischen Sand und rauher Wand = 0,604 gefunden worden.

#### Anmerkung zu Abbildung 6.

Die Güte des Widerlager-Betons richtet sich nach der Biegunspannung in  $a a'$  und  $b b'$ ; sowie der größten Druckspannung in  $a b$ .



Tabelle I. Tabellarische Gewölbe-Berechnung.

Fuge No.	$\xi$	2,04 $\xi$	Co $\xi$ , 2,04 $\xi$	Ein. 2,04 $\xi$	$\eta$	$y$	$\frac{1}{2}v$	$V$	$N$	$M_p$	$M_t$	$M$	$e$	$d_g$	$d$	$\delta$	$\delta'$	$\mu$	$F$
0	0,0	—	—	—	—	0	340	0	123,5	19,0	11,0	30,0	485	257	680	1,89	2,65	0,042	17,1
1	0,1	0,204	1,0209	0,2054	0,0072	37	342	5,77	123,6	19,2	10,3	29,5	477	257	684	1,86	2,66	0,04	16,4
2	0,2	0,408	1,0844	0,4194	0,0290	151	349	11,79	124,0	19,9	9,1	29,0	467	258	695	1,81	2,70	0,03	12,4
3	0,3	0,612	1,1932	0,6509	0,0664	345	361	18,29	124,9	21,8	7,4	29,2	467	260	714	1,80	2,74	0,02	8,6
4	0,4	0,816	1,3518	0,9036	0,1209	629	379	25,39	126,2	24,1	5,7	29,8	472	263	742	1,80	2,82	0,01	4,5
5	0,5	1,020	1,5669	1,2063	0,1948	1013	402	33,90	128,0	24,3	3,1	27,4	427	267	775	1,60	2,90	0	0
6	0,6	1,224	1,8474	1,5534	0,2912	1514	433	43,65	131,0	22,0	3,6	25,6	391	273	816	1,43	2,99	0	0
7	0,7	1,428	2,2051	1,9653	0,4141	2153	472	55,22	135,3	18,8	8,5	27,3	402	282	861	1,42	3,06	0	0
8	0,8	1,632	2,6548	2,4593	0,5686	2957	521	69,11	141,6	18,3	15,1	33,4	472	295	908	1,60	3,07	0	0
9	0,9	1,836	3,2155	3,0560	0,7613	3959	583	85,87	150,5	33,4	25,2	59,6	792	313	957	2,53	3,06	0,05	28,7
10	1,0	2,040	3,9103	3,7803	1,0000	5200	659	106,22	162,8	62,8	37,7	100,5	1235	339	998	3,65	2,95	0,17	101,0
11	1,23	—	—	—	1,7000	8800	—	—	276,0	138,0	80,0	218,0	1570	6900	9200	0,23	1,34	0	0
						mm	mm	t	t	mt	mt	mt	mm	mm	mm	—	—	—	qcm/m
														10 $\Sigma$	8830				188,2
													0 Mittel		803				17,1

sind (vergl. Abb. 6). Wie vielfach bei Gewölbe-Entwürfen, so findet man auch hier, daß eine Eiseneinlage nur im Kämpfer und Scheitel notwendig wird, während dazwischen in der Umgegend von Punkt 7 ein Gewölbeteil ohne erforderliche Eiseneinlage liegt. Für die Ausführung ist diese Einteilung sehr praktisch.

Man könnte daran denken, durch Verstärkung der Kämpferfuge die daselbst nötige starke Eiseneinlage zu vermindern. Allein einmal gilt die mitgeteilte Berechnung nur, wenn die Kämpferfuge sich derart zur Scheitelfuge verhält, daß  $\varphi_k$  annähernd = 0,4 wird. Im vorliegenden Fall ergibt sich

$$\varphi_k = \frac{0,68^3 \left(1 + 0,25 \cdot \frac{17,1}{68}\right) \cdot 162,8}{0,998^3 \left(1 + 0,25 \cdot \frac{101}{99,8}\right) \cdot 123,5} = 0,365,$$

d. h. die Kämpferstärke müßte eigentlich noch etwas abgemindert werden, um genau  $\varphi_k = 0,4$  zu liefern. Doch ist die Abweichung gering genug, um vernachlässigt werden zu können.

Wollte man sich aber um die Grundvoraussetzung  $\varphi_k = \infty 0,4$  nicht kümmern, so würde man, abgesehen von der dann nötigen viel umständlicheren Berechnung, praktisch nur verlieren. Würde man z. B. etwa von Punkt 9 ab das Gewölbe trompetenartig verstärken, so würde die Wirkung ähnlich sein, wie wenn man die Kämpferfuge selbst gegen Punkt 9 zu verschieben würde. Eine einfache Versuchsrechnung zeigt, daß die Momente im Gewölbe selbst nicht kleiner werden, weil das infolge der Pfeilverkleinerung wachsende Temperaturmoment die Ersparnis am Verkehrslastmoment ausgleicht. Dagegen wird das Widerlager von der Verschiebung des Kämpfers ungünstig beeinflußt. Zudem sinkt der Eisenbedarf mit der Entfernung von der Kämpferfuge sehr rasch, spielt also, auf das ganze Gewölbe verteilt, keine große Rolle.

Man könnte ferner daran denken, für den Kämpferteil eine bessere Betonmischung zu wählen, welche z. B. die Zulassung von 60 kg/qcm gestatten würde. Dann ergäbe sich  $d_g = 162,8 : 600 = 0,27^m$ , während  $e$  und  $d$  unverändert bleiben. Also erhielte man

$$\delta = \frac{e}{d_g} = \frac{1,235}{0,27} = 4,60; \quad \delta' = \frac{d}{d_g} = \frac{0,998}{0,27} = 3,70.$$

Geht man mit diesen beiden Werten in die graphische Tafel Abbildung 5 ein, so findet man, daß man über die obere Grenze kommt. Man muß also  $d_g$  vergrößern, d. h. man kann eine Betonspannung von 60 kg/qcm mit Rücksicht auf die Zugeinlage nicht ausnützen.<sup>4)</sup>

Berücksichtigt man, daß dabei auch  $\delta$  etwas kleiner wird als 4,60, so erhält man die obere zulässige Grenze von  $\delta'$  aus Abbildung 6 gleich 3,50. Damit ergibt sich  $d_g = 0,998 : 3,50 = 0,285$ , mithin  $\delta = 1,235 : 0,285 = 4,35$ ,  $\delta' = 3,50$  und hierfür  $\mu = 0,12$ . Aus  $d_g = 0,285$  folgt die Beanspruchung  $162,8 : 0,285 = 570 \text{ t/qm} = 57 \text{ kg/qcm}$ . Höher kann man also nicht gehen. Da für 57 kg/qcm  $n = 800 : 57 = 14$  ist, so erhält man die erforderliche Eiseneinlage  $F = (0,12 \cdot 100^2 \cdot 0,998 : 14) = 86 \text{ qcm}$ ; d. h. durch Steigerung der zulässigen Beanspruchung von 48 auf 57 kg/qcm kann man die Eisenlage der Kämpferfuge von 101 auf

<sup>4)</sup> Man könnte statt dessen auch  $d$  verkleinern, d. h.  $d = 3,5 \cdot 0,27 = 0,94 \text{ m}$  wählen, wobei sich  $\mu = 0,13$ , also mit  $n = 800 : 60 = 13,3$   $F = 0,13 \cdot 100^2 \cdot 0,94 : 13,3 = 92 \text{ qcm}$  ergeben würde. Man müßte dann aber den Entwurf umrechnen. Praktisch legt man natürlich zuerst die Scheitel- und Kämpferfuge fest, ehe man an die Berechnung der übrigen Gewölbebogen geht.

86 qcm herunterdrücken, ist aber damit mit Rücksicht auf die Eisenbeanspruchung am Ende angelangt.

An diesem Beispiel ersieht man die mannigfaltige Handhabungsmöglichkeit der graphischen Tafel Abbildung 5, und kann auch die Zweckmäßigkeit der Maßregel erkennen,  $n$  umgekehrt proportional der zulässigen Betonspannung zu setzen. Man schafft damit ein Gegengewicht gegen eine zu weit gehende Abminderung der Eiseneinlage durch hohe Betonspannung, weil die Formel für den Eisenquerschnitt  $n$  im Nenner enthält, sodaß die Eiseneinlage mit sinkendem  $n$ , d. h. mit steigender Betonspannung, wieder größer wird. Die Gleichung (21) ist also nicht nur technisch richtig, sondern liegt auch durchaus im Interesse der Sicherheit der Gewölbe.

Die mitgeteilte Berechnung gilt unter der Voraussetzung, daß das Gewölbe einer Behandlung nach dem Expansionsverfahren unterworfen wird. Anderenfalls würden die positiven und negativen Momente der einzelnen Fugen nicht gleich, sondern z. T. sehr verschieden ausfallen, so daß man sich mit der Inrechnungstellung eines einzigen Momentes für jede Fuge nicht begnügen könnte. Die Gleichheit der positiven und negativen Grenzmomente muß künstlich erzwungen werden. Vor allem aber muß der Einfluß der Veränderung der Gewölbespannweite auf die Biegemomente künstlich auf das durch die Temperatur-Schwankung bedingte Mindestmaß ( $\pm \frac{1}{10000} l$ ) herabgesetzt werden. Ohne eine solche künstliche Reduktion durch das Gewölbeexpansionsverfahren müßte man im vorliegenden Fall etwa in Rechnung stellen:

- <sup>1/10000 l</sup> 1. Nachgeben der Widerlager (durch Baugrund-Untersuchung festgestellt) . . . . . 7 mm = 2,1
  2. Schwinden des Betons (vergl. Zeitschrift des „Vereins Deutscher Ingenieure“ Jahrg. 1912 No. 2069, Mitteilung der Stuttgarter Materialprüfungs-Anstalt) bei trockener Lagerung 0,2 mm auf 1 m; bei der üblichen Annässung also etwa . . . . . 1,0
  3. Elastische Verkürzung von Gewölbe und Widerlager infolge der Normalkräfte . . . . . 0,6
  4. Sinkende Temperatur, mit Rücksicht darauf, daß nicht gerade bei Mitteltemperatur ausgerüstet werden kann, zu erhöhen von <sup>1/10000</sup> auf rd. . . . . 1,3
- Gesamtvergrößerung der Bogenspannweite = 5,0

Die hieraus entspringenden Momente sind also 5mal so groß, als die reinen durch das Expansionsverfahren auf das mögliche Minimum herabgedrückten Temperatur-

Tabelle II. Berechnung der Eiseneinlagen ohne Expansionsverfahren.

Fuge No.	$N$	$M_p$	$5 M_t$	$M$	$e$	$d_g$	$d$	$\delta$	$\delta'$	$\mu$	$F$
0	123,5	19,0	55,0	74,0	1200	257	680	4,65	2,65	0,36	147
1	123,6	19,2	51,5	70,7	1142	257	684	4,47	2,66	0,33	136
2	124,0	19,9	45,5	65,4	1050	258	695	4,08	2,70	0,29	120
3	124,9	21,8	37,0	58,8	943	260	714	3,63	2,74	0,22	95
4	126,2	24,1	28,5	52,6	835	263	742	3,17	2,82	0,15	67
5	128,0	24,3	15,5	39,8	623	267	775	2,33	2,90	0,05	23
6	131,0	22,0	18,0	40,0	612	273	816	2,23	2,99	0,03	15
7	135,3	18,8	42,5	61,3	910	282	861	3,22	3,06	0,10	52
8	141,6	18,3	75,5	93,8	1320	295	908	4,50	3,07	0,20	109
9	150,5	33,4	126,0	159,4	2110	313	957	6,75	3,06	0,40	228
10	162,8	62,8	188,5	251,3	3090	339	998	9,20	2,95	0,66	395
	t	mt	mt	mt	mm	mm	mm	—	—	—	qcm/m
						10 $\Sigma$	8830				1387
					0 Mittel		803				126,1

Momente.<sup>5)</sup> Würde man die Bestimmung der Eiseneinlagen für diese Momente selbstverständlich auch mit  $2\frac{1}{2}$ -facher Sicherheit, also mit 48 kg/qcm Betonspannung durchführen wollen, so würde man die Rechnung der Tabelle II, S. 99, erhalten (ohne Berücksichtigung der Steigerung der Verkehrslastmomente).

<sup>5)</sup> Dieser Vergrößerung der Bogen Spannweite um 0,5 mm auf 1 m würde eine Scheitelsenkung von 2,5 cm beim Ausrüsten und voller Abkühlung entsprechen. Daß dieser Wert tatsächlich zu erwarten, ja daß er möglicherweise noch zu knapp gegriffen ist, darf als bekannt vorausgesetzt werden. Darin liegt aber die Bestätigung, daß beim gewöhnlichen Ausrüsten etwa die fünffachen Temperaturmomente auftreten.

Ein Beitrag über die Wahl von Deckenkonstruktionen in Mahlmühlen.

**B**ekanntlich erfordert der Mühlenbetrieb eine erhebliche Anzahl von Deckendurchbrechungen, da die Müllereimaschinen meistens derartig arbeiten, daß das Mahlgut von den in den höheren Stockwerken aufgestellten Maschinen durch hölzerne Schächte zu den in

in den tieferen Stockwerken befindlichen Maschinen zur weiteren Verarbeitung geleitet wird. Da es außerdem nicht angängig ist, für diese Schächte ein anderes Material als poliertes Holz zu verwenden, weil z. B. in den eisernen Schächten das Mahlgut zu schwitzen beginnt, sind durch diese Schächte zahllose Verbindungsstellen von dem einen zum anderen Geschoß gegeben, die bei einem ausbrechenden Feuer der Weiterverbreitung desselben von einem Geschoß zum anderen Vorschub leisten. Wegen dieser zahlreichen in den Decken vorhandenen schwachen Stellen ist man aus der Ueberlegung heraus, daß doch eine feuersichere Geschoß-Trennung in Mühlen nicht zu erzielen ist, dazu gekommen, trotz der im Deckenbau gemachten Fortschritte, immer noch bei der alten Holzbalkendecke auf eisernen Trägern zu verbleiben.

Daß die Schlußfolgerung, welche zur Beibehaltung der Holzbalkendecken geführt hat, keine richtige ist, hat erst wieder vor kurzem der Brand der Humboldt-Mühle in Tegel gelehrt. Diese ist erst im Jahre 1913 neu erbaut worden. Bei einem am 10. März 1915 entstandenen Brande ist die gesamte Mahlmühle, welche Balkendecken auf eisernen Trägern besaß, vom Feuer völlig vernichtet worden, während die angrenzenden Bauteile, die in Eisen-

Wie man sieht, ist eine Dimensionierung gegen die bei der gewöhnlichen Ausrüstung auftretenden 5fachen Temperaturmomente an sich wohl möglich. Indessen steigt der Eisenbedarf auf 1 cbm Gewölbebeton von  $2 \cdot 17,1 : 0,803 = 43$  kg auf  $2 \cdot 126,1 : 0,803 = 312$  kg, also um  $312 - 43 = 269$  kg, oder um etwa 70 M/cbm, bzw. rd. 56 M/qm Projektion, d. h. etwa um  $\frac{1}{4}$  der Baukosten. Das ist also hier der wirtschaftliche Wert des Gewölbeexpansionsverfahrens; die tatsächlichen Kosten betragen jedoch nur einen mäßigen Bruchteil desselben. Näheres über die rechnerische und technische Durchführung des Expansionsverfahrens soll eine spätere Abhandlung bringen. —

beton konstruiert sind, stehen geblieben sind. (Vergl. den Grundriß Abbildung 1). Hierzu hat vor allem der Umstand beigetragen, daß die anstoßenden Bauteile durch massive Mauern von der Mahlmühle abgetrennt waren und daß die in diesen Mauern befindlichen Türöffnungen durch die sogenannte Triumphtür der Firma A. M. Krause,

Berlin - Pankow, eine derjenigen Türen, die nach voraus gegangener Brandprobe im kgl. Material-Prüfungsamt zu Gr. - Lichterfelde in Preußen allgemein als besonders widerstandsfähig (Abbildgn. 2 und 3) für Theater, Warenhäuser usw. zugelassen sind, abgeschlossen waren. Ein Blick auf Abbildung 4 zeigt, daß durch diese Vorsichtsmaßnahme das Feuer auf die eigentliche Mahlmühle beschränkt geblieben ist. Es hat hierzu auch noch die Grundrißanordnung beigetragen, welche insofern als eine glückliche zu bezeichnen ist, als hinter den feuersicheren Türen neutrale Räume — nämlich Treppenhäuser bzw. Klosette — angeordnet sind, sodaß eine Fortpflanzung des Feuers auch beim Glühendwerden der Türen auf die dem Feuer abgewandte Seite infolge Fehlens leicht entzündlicher Stoffe in der Nähe der Türen nicht möglich war. Diese sachgemäße Trennung der einzelnen Bauteile, die auch noch dadurch vervollständigt wurde, daß die den Flügelbauten zunächst belegenen Fenster der Hoffront, siehe den Grundriß, Abbild. 1, mit

Drahtglas verglast waren, steht in einem gewissen Widerspruch mit der Wahl der Decken aus Holzbalken auf Kellendecke. Ebenso waren die eisernen Unterzüge und Säulen, welche die Balken trugen, nicht glutsicher ummantelt, sodaß allein infolge Wahl dieser wenig widerstandsfähigen

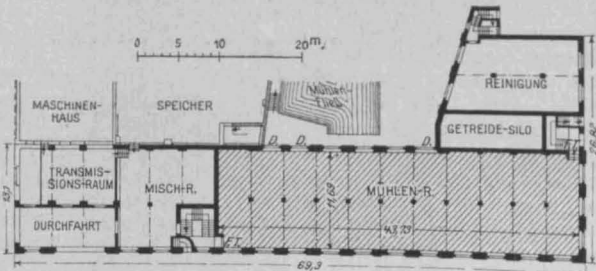


Abbildung 4 (oben).  
Blick in den abgebrannten Teil der Humboldt-Mühle in Berlin-Tegel.

Abbildung 1. Grundriß.  
(Der schraffierte Teil ist abgebrannt).



Bauweise derartige Zerstörungen angerichtet worden sind, wie sie Abbildung 4 zeigt. Wenn Eisenbetondecken gewählt worden wären, die auf Eisenbeton-Unterzügen oder glut-sicher ummantelten Trägern aufruhon, so ist mit großer Wahrscheinlichkeit anzunehmen, daß das Gebäude in seiner baulichen Struktur erhalten geblieben wäre, daß umfangreiche Zerstörungen der Frontwände nicht eingetreten und auch die Decken stehen geblieben wären, wenn auch selbstverständlich auf ein Verhindern des Ueber-greifens des Feuers von einem Geschoß zum anderen wegen der durch den Mühlenbetrieb erforderlich werdenden zahl-losen Deckendurchbrechungen nicht zu rechnen ist. Bei der Wiederherstellung spielt es aber eine gewichtige Rolle, ob nur die einzelnen Geschosse ausgebrannt sind, und es sich nur um Erneuerung der zerstörten Maschinenanlage handelt, oder ob das ganze Gebäude eingestürzt ist. Denn bei einem Deckeneinsturz werden selbstverständlich alle Maschinen, die ein großes Anlagekapital darstellen, ver-nichtet, während beim Erhaltenbleiben der Decken doch damit zu rechnen ist, daß die eine oder andere Maschine

nach Vornahme von Ausbesserungen wieder in Betrieb ge-nommen werden kann. Auch wird in letzterem Falle eine Wiederaufnahme des ordnungsmäßigen Mühlenbetriebes in verhältnismäßig kurzer Zeit erfolgen können, da die baulichen Wiederherstellungsarbeiten bei Eisenbeton nicht allzu umfangreich sein werden. Allerdings setzt die Wahl von Eisenbeton für die Decken von Mahlmühlen voraus, daß bereits vor Herstellung derselben Klarheit über die Art der Aufstellung der Maschinen gewonnen ist, damit die erforderlichen Aussparungen für die Schachtdurch-führungen bereits beim Bau berücksichtigt werden können. Jedenfalls lehrt der Brand der Humboldtmühle, daß Balken-decken in feuersicherheitlicher Beziehung zu verwerfen sind und daß durch Verwendung erprobter feuersicherer Türen, die in massiven Wänden nur in der für den Verkehr unbedingt erforderlichen Zahl anzuordnen sind, feuerge-fährliche Betriebe sehr wohl in Unterabteilungen zerlegt werden können, die bewirken, daß auch ein Großfeuer auf die betreffende Abteilung beschränkt bleibt. —

Wendt.



Abbildungen  
2 und 3.

Triumphthür  
der Firma  
A. M. Krause  
in Berlin-Pankow.

Links  
geschlossen,  
rechts geöffnet,  
mit Blick in den  
dahinter liegen-  
den Brandraum.

Vom Brande der  
Humboldt-Mühle  
in Berlin-Tegel.



## Das Rüttel-Verfahren.

Eine neue Art zur Herstellung von Zementbeton - Massengegenständen.  
(Patente der Firma Gebr. Friesecke in Berlin W.) Von Gemeindebaurat H. Grotgan in Berlin-Britz.

**I**n dem Bestreben, bei der fabrikmäßigen Herstellung von Zementbeton - Massen-gegenständen möglichst unabhängig zu werden von der Stämpfung, sei es durch die Hand des Arbeiters, sei es durch bereits erfundene Stampfmaschinen, ist es der Firma Gebr. Friesecke gelungen, eine, im Vergleich besonders zu diesen bereits vorhandenen Stampfmaschinen, äußerst einfache und leicht zu bedienende Vorrichtung zu erfin- den, die es ermöglicht, solche Zementbeton-Massengegen- stände mit zum Teil wesentlich höheren als sonst an sie zu stellenden Anforderungen in Bezug auf Güte, Dichtig- keit, Festigkeit usw. billiger herzustellen, als dies durch Stämpfung möglich ist, billiger sowohl in Bezug auf die aufzuwendenden Arbeitslöhne, als auch in Anbetracht des sparsamen Mischungsverhältnisses des zu verwen- denden Zementbetons.

Man weiß sehr wohl, daß es selbst bei scharfer Ueber- wachung der Arbeiter nicht möglich ist, besonders, wenn man ihnen das Stampfen der Zementbeton-Gegenstände zu Akkordlöhnen überträgt, ein bezüglich der Güte, Dicht- keit und Festigkeit durchaus gleichmäßiges Material zu erhalten; ebenso weiß man auch, daß die bisher erfundenen Stampfmaschinen besonders z. B. für Betonröhren doch recht schwerfällig, schwer zu bedienen und in ihrer An- wendung begrenzt sind. Aber noch ein anderer Umstand führte die oben genannte Firma zu der wesentlich ein- facheren Vorrichtung, welche hier besprochen werden soll.

Von dem Patente der Hrn. Dickel & Ebener, jetzigen Fabrik nietloser Gitterträger A. G. in Düsseldorf, hatte die Firma Gebr. Friesecke die alleinige Lizenz für Kunststein für einen großen Teil von Norddeutschland übernommen, und sie wollte nun diese nietlosen Gitter- träger\*) für bewehrte Betonbalken verwenden, die als billiger und praktischer Ersatz für Doppel-T-Träger zum Ueberdecken von Tür- und Fensteröffnungen dienen soll- ten. Trotz sorgfältigster Herstellung war es der Firma nicht möglich, mit dem Einstampfen des Betons befriedi- gende Ergebnisse zu erzielen, weil es nicht recht gelang, mit dem Beton alle Hohlstellen des Eisens gut auszufüllen, um so die erforderliche innige Verbindung mit dem Eisen zu erreichen. Da kam die Firma auf den Gedanken, die bewehrten Balken durch Rütteln herzustellen, d. h. den in Formen gebrachten Beton auf einem Rütteltische durch senkrechte und wagrechte Stöße solange zurecht zu rütteln, bis die gewünschte Gleichmäßigkeit und Dicht- keit vorhanden ist. Bei der hier zu besprechenden Erfin- dung handelt es sich um einen Rütteltisch, der durch kei- nerlei Führung behindert und nicht drehbar gelagert ist.

Eine schwere Tischplatte oder ein Rahmen a, vergl. die Abbildgn. 1—3, S. 103, steht mit 4 Füßen b lose in Pfannen auf Fundamenten c. Je zwei Füße sind durch einen Quer- balken h h' fest miteinander verbunden. Auf einem be- sonderen Fundament d ist drehbar ein Balken e gelagert,

\*) Vergl. die Ausführungen und Versuche über diese Träger in den „Mitteilungen“, Jahrg. 1913 S. 59 ff.

der am äußeren Ende durch einen Exzenter  $f$  einer Antriebswelle  $g$  in schwingende Bewegung gesetzt wird, wobei dieser Balken  $e$  abwechselnd unter die Querbalken  $h$  und  $h'$  stößt und so die Tischplatte  $a$  zum kippeln bringt. Die Tischplatte  $a$  erleidet also durch diese Einrichtung an verschiedenen Stellen und zu verschiedenen Zeiten abwechselnd ausgeführte Stöße an den Querbalken  $h$  und  $h'$  nach oben und Stauchungen der Füße  $b$  auf den Fundamenten  $e$  nach unten; der Tisch  $a$  mit seinen Füßen  $b$  hat also keinerlei Totpunkte, sodaß die auf ihm ruhenden Gegenstände an allen Stellen gleich wirkenden Stößen ausgesetzt sind, wobei die Eigenlast der Rüttelplatte sowie die der zu rüttelnden Gegenstände für die Rüttelwirkung ausgenutzt wird.

Diese Rüttelvorrichtung ist in den Erdboden versenkt, so daß die Rüttelplatte  $a$  mit der Erdoberfläche bündig liegt. Auf der Rüttelplatte befinden sich, fest mit ihr vereinigt, Aufsätze, bestehend aus den beiden Längsrahmen  $i$ , auf welchen, quer zur Rüttelplatte, die zu rüttelnden Formen  $k$  zu liegen kommen.

Die Rüttelplatte  $a$  ist zweckmäßig mit Laufschielen zum Hinaufschieben eines mit Formen beladenen Hebewagens  $l$  versehen, der von einer mit der Erdoberfläche bündig liegenden Schiebebühne  $m$  an die Rüttelvorrichtung herangefahren wird. Die Aufsätze der Rüttelplatte sind so hoch, daß zwischen den darauf gelegten Formen  $k$  und der Rüttelplatte  $a$  ein genügend großer Raum verbleibt, der das Hinaufschieben des Hebewagens  $l$  auf die Rüttelplatte und das Ablegen der Formen gestattet.

Sind die Formen gerüttelt, so werden sie mittels des Hebewagens, der darunter geschoben wird, auf die Schiebebühne und somit in den Fabrikraum usw. gefahren.

Die Erfolge, die mit dieser Rüttelvorrichtung erzielt

wurden, sind ganz hervorragende. Bei den oben erwähnten im Mischungsverhältnis 1 : 4 hergestellten bewehrten Betonbalken, welche als Ersatz für Doppel- $\Gamma$ -Träger über Tür- und Fensteröffnungen dienen, hat sich auf Grund der vom kgl. Materialprüfungsamt ausgeführten Bruchproben z. B. ergeben, daß im Mittel die Ersatzbalken eine Bruchlast von 11 120 kg entsprechend einer Bruchspannung des Betons von 420 kg/qcm getragen haben, während die entsprechenden  $\Gamma$ -Träger unter sonst gleichen Versuchs-Verhältnissen nur 9340 kg trugen, sodaß hiernach die Ersatzträger das 1,2 fache gegenüber den  $\Gamma$ -Trägern aushielten. Dieser Erfolg ist vor allem auf die durch das Rütteln erzielte besonders innige Verbindung und die dadurch erreichte hohe Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen zurückzuführen. Versuche mit Rüttelbeton-Würfeln von 30 cm Abmessung haben einen Gleitwiderstand von 48,5 kg/qcm ergeben, während der gestampfte Beton nur auf 24 kg/qcm Gleitwiderstand zwischen Beton und Eisen gekommen ist.

Auf Grund dieser außerordentlich günstigen Ergebnisse und in Rücksicht darauf, daß durch die fabrikmäßige Herstellung mittels Rüttelns eine solche Gleichartigkeit der einzelnen bewehrten Balken gesichert ist, wie sie bei Herstellung auf dem Bau auch nicht annähernd erreicht werden kann, hat der Polizei-Präsident von Berlin die Verwendung dieser bewehrten Balken als Ersatz für die entsprechenden Doppel- $\Gamma$ -Träger im Landespolizei-Bezirk Berlin allgemein zugelassen, sodaß nicht jedesmal besondere statische Berechnungen eingereicht werden müssen.

Weiter sind mit dem Rütteln vorzügliche Ergebnisse bei der Herstellung von Betonrohren erzielt worden. Die Rohre werden in besonderen, der Firma Gebr. Friescke gleichfalls patentierten, liegenden Formen gerüttelt, kom-

Abmessungen der Rohre				Gewicht kg	Mischungsverhältnis des Betons	Datum		Alter Tage	Belastung beim Bruch kg
lichte Weite mm	lichte Höhe mm	Wand- stärke	Länge mm			der Herstellg. des Rohres durch Rütteln	der Belastungs- probe		
300	300	40	1000	108,5	1 Teil Zement 3 „ Kies 3 „ Schotter	9. 9. 12	19. 12. 12	101	2660
500	500	58,5	1000	270,5	1 Teil Zement 3 „ Kies 3 „ Schotter	24. 9. 12	19. 12. 12	86	3350
800	800	80	1000	608,5	1 Teil Zement 3 „ Kies 4 „ Schotter	24. 9. 12	20. 12. 12	87	3880
1000	1000	100	1000	955	1 Teil Zement 3 „ Kies 4 „ Schotter	24. 9. 12	21. 12. 12	88	4285
600	900	80,5	1000	572	1 Teil Zement 3 „ Kies 4 „ Schotter	26. 10. 12	21. 12. 12	56	4150
800	1200	105,5	1000	1020	1 Teil Zement 3 „ Kies 4 „ Schotter	11. 11. 12	23. 12. 12	42	5775
900	1350	114	1000	1212	1 Teil Zement 3 „ Kies 4 „ Schotter	11. 11. 12	23. 12. 12	42	5225

Spätere Versuche durch das kgl. Material-Prüfungsamt in Groß-Lichterfelde:

400	400	53	1000	194,3	1 Teil Zement 2 „ Kies 2 „ Schotter	8. 5. 13	12. 7. 13	65	5773
600	600	65	1000	373,8	1 Teil Zement 3 „ Kies 3 „ Schotter	8. 5. 13	11. 7. 13	64	5580
800	800	83	1000	618,3	1 Teil Zement 3 „ Kies 3 „ Schotter	8. 5. 13	10. 7. 13	63	5243
1000	1000	100	1000	981,8	1 Teil Zement 3 „ Kies 4 „ Schotter	8. 5. 13	9. 7. 13	62	5890
500	750	68	1000	404,7	1 Teil Zement 3 „ Kies 3 „ Schotter	8. 5. 13	4. 7. 13	57	6333
700	1050	93	1000	790,3	1 Teil Zement 3 „ Kies 4 „ Schotter	8. 5. 13	3. 7. 13	56	7173
800	1200	105	1000	1018,7	1 Teil Zement 3 „ Kies 4 „ Schotter	8. 5. 13	8. 7. 13	61	7170

Aussehen der Rohre: Außen- und Innenflächen waren rißfrei, die Schlemmschicht war gut deckend. In den Bruchflächen waren die meisten Schotterstücke gebrochen, Kiesel und Schotter fest in ihren Bettungen haftend geblieben. In den Bruchflächen befanden sich keine Bruchstücke von Faustgröße. Bruch: scharfkantig, rau. Farbe: grau mit bunten Kieselsteinen und Bruchsteinen. Gefüge: dicht, feinkörnig mit Kiesel und Schotter gemischter Körnungen.



men mit beiden Muffen aus dem gleichen Baustoff wie das ganze Rohr bei dem Ausformen fix und fertig heraus. Es braucht also die Muffe nicht, wie es sonst beim Stampfen nötig ist, in feinerem Mörtel besonders aufgesetzt zu werden; auch brauchen die Rohre nicht geschlemmt zu werden, da sie ein schönes, glattes Aussehen haben. Das Gefüge ist infolge Verwendung von Schotter und der innigen Verbindung, die durch das Rütteln erzielt wird, sehr fest und ergibt schon nach vier Wochen Erhärtung befriedigende, über die Anforderungen des „Deutschen Beton-Vereins“ hinausgehende Ergebnisse, wie durch Prüfungen des kgl. Material-Prüfungs-Amtes festgestellt worden ist. Der Unterzeichnete hat selbst bei Beginn der Arbeits-

mäßige Struktur und Farbe, woraus auf die vollkommen gleiche Verteilung der einzelnen Bestandteile des Betons zu schließen ist. Die Schotterstücke hatten sich fest mit dem Zement verbunden und waren in der Bruchfläche mit zerbrochen. Die Bruchbelastung zeigt hiernach vorzügliche Ergebnisse, besonders, wenn man das sparsame Mischungsverhältnis des Betons, die zum größten Teil geringeren Wandstärken als die üblichen und hauptsächlich bei den großen Rohren das geringe Alter berücksichtigt.

Spätere Versuche durch das kgl. Material-Prüfungsamt in Groß-Lichterfelde hatten die Ergebnisse im zweiten Teil der nebenstehenden Tabelle.



Kunststeinwerke  
Gebr. Friesecke  
in Berlin-Britz.

Abbildung 4—6.

Oben: Blick auf das Rohrlager.  
Links: Blick in die Rohrfabrik.  
Rechts: Auto-Lastzug zum Rohrtransport.

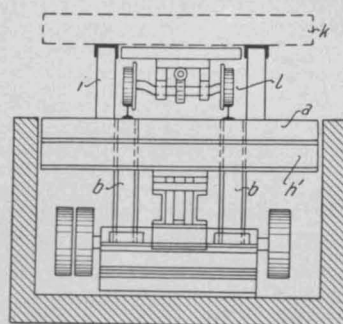
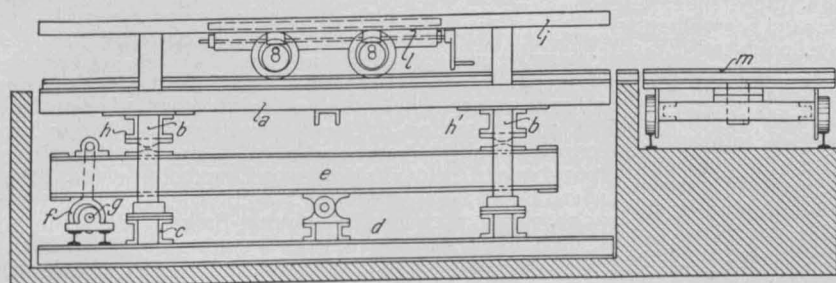
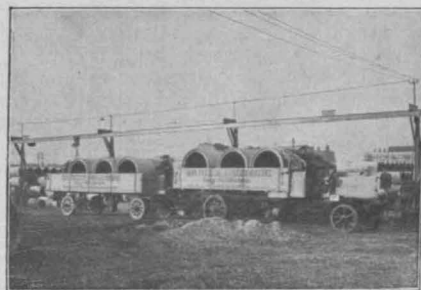


Abbildung 1—3.

Links oben: Längsschnitt.  
Rechts oben: Querschnitt.  
Links: Grundriß.

Einrichtung für die Anwendung des  
Rüttel-Verfahrens zur Herstellung  
von Zementbeton - Massengegen-  
ständen.

Patent<sup>l</sup> Gebr. Friesecke.

Methode unter seiner Aufsicht eine Reihe von Bruchversuchen mittels Koenen'scher Presse vornehmen lassen, deren Ergebnis aus der vorstehenden Zusammenstellung, S. 102, zu ersehen ist.

Von jedem Profil wurden bei den kleineren Rohren je drei, bei den größeren je zwei zerbrochen, das Ergebnis wurde durch das Mittel gebildet. Der Bruch erfolgte in der Längsrichtung im Scheitel, an den beiden Kämpfern und in der Sohle. Die Bruchfläche war scharfkantig und zeigte an allen vier Bruchfugen eine durchaus gleich-

Auch in Bezug auf inneren Wasserdruck der gerüttelten Rohre haben Versuche des kgl. Material-Prüfungsamtes wesentlich günstigere Ergebnisse gegenüber gestampften Rohren nachgewiesen. Während bei zwei gestampften Rohren handelsüblicher Ware mit 40 cm innerem Durchmesser der Bruch bei i. M. 2,93 Atm. erfolgte, geschah dies bei drei gerüttelten Rohren erst bei i. M. 5,45 Atm. Bei diesen Versuchen stellte sich aber heraus, daß bereits beim Füllen der handgestampften Rohre mit Wasser an großen Flächen der Außenwandung Feuchtigkeit durch-

trat, während sämtliche gerüttelten Rohre bis zum Bruch vollkommen trocken blieben und nirgends wasserdurchlässige Stellen zeigten. Hiernach können gerüttelte Rohre mit ruhigem Gewissen als wasserdicht bezeichnet werden, was bei ihrer Verwendung im Grundwasser von großer Wichtigkeit ist. Diese Eigenschaft der Wasserdichtigkeit hat sich auch bei gerüttelten Kabelrohren ergeben, sodaß die kaiserl. Ober-Postdirektion diese Kabelrohre nach eingehenden Versuchen selbst in dem sparsameren Mischungsverhältnis 1:5 bis 1:6, wo sie noch wasserdicht sind, zugelassen hat, nachdem auch andere Vorzüge, wie größere Festigkeit, glattere Außen- und Innenfläche anerkannt wurden.

Ein besonderer Vorzug ist noch folgender:

Während bei allen Systemen für maschinelles Stampfen die Anwendung der Maschine begrenzt ist, z. B. mit einigen Systemen nur Rohre bis 60 cm l. W. hergestellt, bei anderen nur feinkörnige Baustoffe besonders bei kleinen Abmessungen verarbeitet werden können, sodaß man also an

### Vermischtes.

Auf eine 40jährige Tätigkeit im Dienste der Portland-Zementwerke Heidelberg und Mannheim konnte der Direktor dieser Werke Geh. Kommerz.-Rat Dr.-Ing. E. h. Dr. F. Schott am 1. Juli d. J. zurück blicken. Der Name Schott's ist mit dem Emporblühen dieser Werke und mit der Entwicklung der deutschen Zement-Industrie überhaupt aufs engste verknüpft. Lange Jahre hat er den Vorsitz im „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ geführt, zu dessen Ehren-Vorsitzenden er 1909 ernannt worden ist. Er war ferner Vorsitzender des Süddeutschen Zementsyndikats und der Handelskammer für Mosbach und Heidelberg. Er gehört außerdem als Mitglied der I. Kammer des badischen Landtages an. Daß Dr. Schott an der Entwicklung der Zement-Industrie nicht nur in wirtschaftlicher und technischer, sondern auch in wissenschaftlicher Hinsicht lebhaften Anteil genommen hat, das bewies schon sein häufiges Eingreifen in die Verhandlungen des „Zement-Vereins“ auch in diesen Fragen. Die Technische Hochschule in Braunschweig hat ihn daher auch i. J. 1912 zum Doktor-Ingenieur Ehrenhalber ernannt, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Theorie und Praxis der Zement-Erzeugung und die Kenntnis des Erhärtungsvorganges wie ganz besonders um die Aufstellung der Normen für die Prüfung der Zemente auf ihre praktische Verwendbarkeit.“ —

Die Materialprüfungs-Anstalt der Techn. Hochschule zu Stuttgart, sowie das Ingenieur-Laboratorium derselben Hochschule ist Gegenstand einer kleinen, auch mit Abbildungen ausgestatteten Veröffentlichung, die der Leiter dieser beiden Anstalten kürzlich hat erscheinen lassen und die ein interessantes Bild geben von der Entwicklung dieser Anstalten\*). Bezüglich des Ingenieur-Laboratoriums, das ausschließlich den Zwecken der Maschinen-Ingenieure dient, sei hier nur erwähnt, daß v. Bach, als er 1878 seine Lehrtätigkeit an der Stuttgarter Hochschule aufnahm, noch keinerlei Laboratoriums-Einrichtungen für seine Zwecke vorfand, 1880 aber die ersten einfachen Einrichtungen schaffen konnte, die dann stetig erweitert, schließlich in dem 1907 vollendeten Neubau in Stuttgart-Berg ein zweckentsprechendes Heim gefunden haben.

Die Materialprüfungsanstalt ist jetzt in einem besonderen Bau auf demselben Grundstück untergebracht. Auch ihre ersten Anfänge gehen bis auf das Jahr 1880 zurück, als die ersten Untersuchungen in einem kleinen Kellerraum der Hochschule durchgeführt werden konnten. Aber schon seit 1884 konnte die Anstalt, die an Personal damals nur den Vorstand und 1 Arbeiter zählte, für die Öffentlichkeit arbeiten. Im Jahre 1902/03 konnten bereits über 500 Prüfungszeugnisse an private Antragsteller ausgestellt werden und die Prüfungs-Anstalt hatte sich über eine größere Anzahl von Räumen an verschiedenen Stellen der Hochschule erstreckt. Im Jahre 1903/04 wurden dann 250 000 M. für einen Neubau bewilligt, davon 110 000 M. für die maschinellen Einrichtungen. Die Anstalt wurde mit den Einrichtungen versehen, welche erforderlich sind für die Prüfung der Konstruktions-Materialien und für Untersuchungen auf dem Gebiete der Elastizitäts- und Festigkeits-Lehre. Sie soll ferner eine Unterrichts- und Forschungsstätte für die Hochschule und außerdem ein Laboratorium sein, das auf Bestellung von außerhalb die entsprechenden Untersuchungen ausführt.

Der Bau, der eine Grundfläche von 996 qm besitzt, hat etwa 4-förmigen Grundriß. Im linken, unterkellerten, eingeschossigen Flügel sind Schmiede, Hobel- und Schleifraum, sowie eine größere Werkstatt mit den erforderlichen Bearbeitungs-Maschinen untergebracht. Der Mittelbau

bestimmte Formengebunden ist, können bei dem Friesecke-schen Rüttelverfahren Zementrohre aller Formen und Abmessungen, gleich, ob rund oder oval, stark- oder dünnwandig, mit oder ohne Eiseneinlagen angefertigt werden, ohne daß irgend eine neue Vorrichtung anzubringen ist.

Hinsichtlich der Leistungsfähigkeit ist es nach Angabe der Firma Gebr. Friesecke möglich, mit ungefähr zehn Arbeitskräften, die die Bedienung der Mischmaschine, der Rüttelvorrichtung, das Ausformen und Wiederzusammensetzen der Formen, den Transport usw. besorgen, täglich 40 bis 50 000 kg Betonrohre fertig zu stellen, sodaß sich der Arbeitslohn für den fertigen Waggon erheblich niedriger stellt als die billigsten Akkordstampflöhne.

Nach allem sind die Ergebnisse des Rüttelverfahrens auf der der Firma Gebr. Friesecke patentierten Rüttel-Vorrichtung derartig günstige, daß dieses leistungsfähige und billige Verfahren wohl geeignet erscheint, das Stampf-Verfahren bei der Herstellung von Zementbeton-Massen-Gegenständen in Zukunft zu ersetzen. —

enthält eine größere und eine kleinere Maschinenhalle. Im rechten Flügel, der ein Erd-, ein Ober- und ein ausgebautes Dachgeschoß besitzt, sind im Untergeschoß die 3 Zement-Werkstätten untergebracht: Naßlagerraum, Werkstatt für die Herstellung der Probekörper, desgl. Schleif- und Polierraum. Hier sind auch Verwaltungsraum, Zimmer für Ingenieure, Wägeraum und Dunkelkammer untergebracht. Im Obergeschoß liegen die Arbeitsräume für den Vorstand und die übrigen Beamten, Bücherzimmer, Raum für mikrographische Arbeiten und eine zweite Dunkelkammer. Im Dachgeschoß sind Magazinräume und eine Wohnung für den Betriebs-Ingenieur eingebaut. Der ganze Bau besitzt Niederdruck-Dampfheizung. Für die Herstellung großer Beton- und Eisenbeton-Körper ist eine Halle von 200 qm Fläche im Hofraum erbaut, in einem Schuppen, der zum Ingenieur-Laboratorium gehört, steht eine Prüfungs-Maschine für breite Eisenbetonbalken.

Der Betrieb in der Anstalt ist vollständig seit September 1907 aufgenommen. Ihm dienen z. Zt. der Vorstand, 3 Ingenieure, 2 Schlosser und 2 Assistenten für den Unterricht, außerdem an nicht ständigen Kräften 8 Ingenieure und Techniker, 1 Photograph, 2 Schreibkräfte, 17 Schlosser und 1 Arbeiter. Die Anstalt erhielt nach dem Haushaltsplan für 1913/14 nur 1800 M. Betriebs-Zuschuß jährlich, im übrigen hat sie sich aus den Gebühren für ihre Arbeiten selbst zu erhalten.

Die Anstalt ist reich mit Prüfungsmaschinen, Hebezeugen und Antriebsmaschinen ausgestattet. Unter den ersteren ist eine stehende Maschine zu Druck- und Knick-Versuchen für Probekörper bis 9,3 m Höhe bei zentrischer und exzentrischer Belastung mit einer Kraftäußerung von 500 t, eine Maschine für Druckversuche von 450 t, für Zugversuche von 250 t hervorzuheben. Unter den Maschinen, die insbesondere der Prüfung von Eisenbeton dienen, sind zu erwähnen: eine stehende Maschine für Biegungsversuche, namentlich für Eisenbeton-Balken mit 8 Einzel-lasten mit verstellbaren Angriffspunkten; größte Länge des Probekörpers 6 m, Kraftäußerung bis 16 t. Es können in dieser Maschine auch Platten bis 2 m Breite und 4 m Länge ohne Zwischenstützen geprüft werden. Pressen zum Zerdrücken von Betonwürfeln, Zerreißmaschinen für größere Betonkörper, sowie kleinere für Zementkörper, 1 Rohr-Prüfmaschine, Mischmaschinen und Einrichtungen zur Messung von Längen-Änderungen von Betonprismen, die an der Luft oder im Wasser lagern, fehlen natürlich nicht.

Die Anstalt ist hiernach auch gerade auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbeton-Baues besonders gut ausgestattet. Sie hat als eine der ersten in Deutschland auch die wissenschaftlichen Untersuchungen auf diesen Gebieten aufgenommen und zahlreiche für die Praxis wichtige Ergebnisse hierbei gewonnen. Das ist vor allem der eigenen Tätigkeit und dem Einfluß ihres rührigen Leiters v. Bach zu verdanken. —

### Tote.

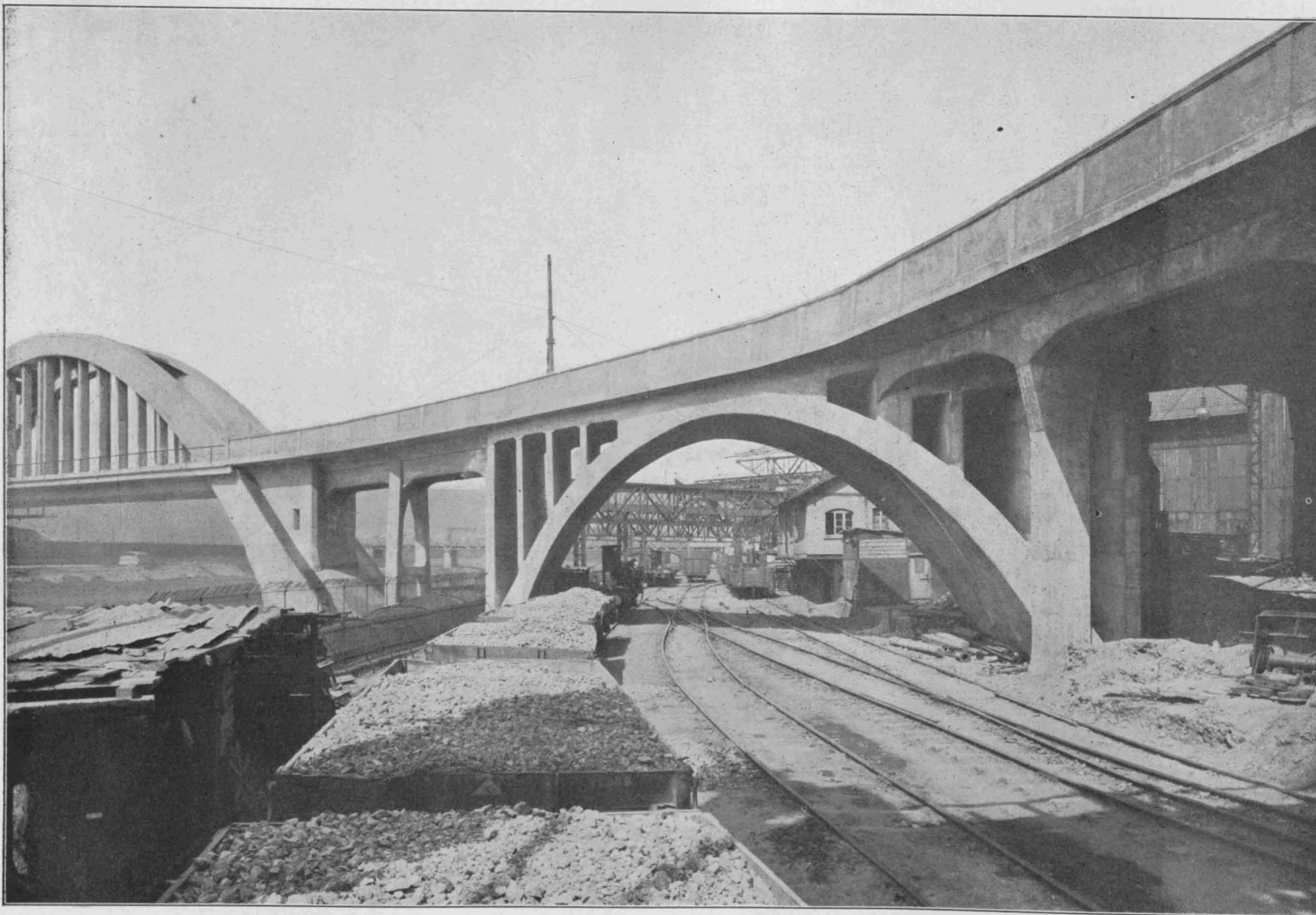
Baurat Max Pommer †. In Leipzig ist am 4. Juli d. Js. der kgl. Brt. Max Pommer im 69. Lebensjahre verstorben. Er war Begründer und Mitinhaber der bedeutenden Eisenbeton-Baufirma Max Pommer in Leipzig und hat sich um seine Vaterstadt auch als Stadtverordneter und Stadtrat verdient gemacht. —

Inhalt: Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Abmessungen und Eiseneinlagen von Gewölbefugen. (Schluß.) — Ein Beitrag über die Wahl von Deckenkonstruktionen in Mahlmühlen. — Das Rüttel-Verfahren. — Vermischtes. — Tote. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Elselen in Berlin.  
Buchdruckerel Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

\*) Kommissions-Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart 1915.





ISENBAHN-BRÜCKE  
 ÜBER DIE SAAR BEI  
 VÖLKLINGEN MIT  
 ANSCHLIESSENDER  
 HOCHBAHN. \*\* VER-  
 BINDUNG DER ANLA-  
 GEN DER RÖCHLING-  
 SCHEN EISEN- UND  
 STAHLWERKE AUF  
 BEIDEN SAARUFERN.  
 ENTWURF UND AUS-  
 FÜHRUNG DER EISEN-  
 BETON-KONSTRUKTI-  
 ONEN WAYSS & FREY-  
 TAG A.-G. IN STRASS-  
 BURG I. E. \* \* \* \* \*

=== DEUTSCHE ===  
 \* \* BAUZEITUNG \* \*  
 MITTEILUNGEN ÜBER  
 ZEMENT, BETON-UND  
 \* EISENBETONBAU \*  
 XII. JAHRGANG 1915  
 \* \* \* \* NO. 14. \* \* \* \*

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

NO 14.

### Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn.

Von H. Dürr, Ober-Ingenieur der Firma Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Straßburg i. E.

Hierzu die Abbildungen Seite 108 und 109, sowie eine Bildbeilage.



um weiteren Ausbau ihrer Hüttenanlage waren die Röchling'schen Eisen- und Stahlwerke, Völklingen, gezwungen, ihr Werk in Völklingen auch auf die linke Saarseite auszuweiten, und man entschloß sich deshalb im Frühjahr 1913 zum Bau einer Eisenbahnbrücke über die Saar, um einerseits mit

der neuen Anlage eine unmittelbare Verbindung zu haben und um anderseits, ohne den Umweg über die Station Völklingen, die auf den Elsaß-Lothringer Reichseisenbahnen ankommenden Güter und die von den Zechen bei Hostenbach kommenden Kohlen unmittelbar in das Werk einführen zu können.

Die Ausführung des gesamten Bauwerkes, von dem Abbildung 1 ein Bild gibt, während Abbildungen 2a und b die allgemeine Anordnung zeigen, erfolgte in Eisenbeton, da sich dieser auf Grund von Ver-

gleichberechnungen bei den vorliegenden Verhältnissen als am wirtschaftlichsten erwies und die mit der Ausführung betraute Firma Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Straßburg, eine kürzere Frist für die Fertigstellung in Aussicht stellte, als dies bei der Wahl eines anderen Baustoffes möglich war.

Für den Entwurf waren in erster Linie die wasserbautechnischen Vorschriften maßgebend, wonach die dort schiffbare Saar ohne Zwischenpfeiler zu überbrücken war und für die Schifffahrt unter der Brücke auch bei Hochwasser noch eine Höhe von 5 m frei bleiben mußte. In zweiter Linie mußte darauf gesehen werden, ohne zu große Steigungen die Vollspurbahn auf den Kohlenbunker zu führen, damit die Kohlen in diesen durch Talbotwagen leicht entleert werden können. Hiernach ergaben sich die in Abbildung 2b eingetragenen Höhenlagen der Fahrbahn.

Das Bauwerk besteht aus einer Bogen-Brücke mit aufgehängter Fahrbahn über die Saar mit 64,5 m lichter Weite und daran anschließend auf der linken

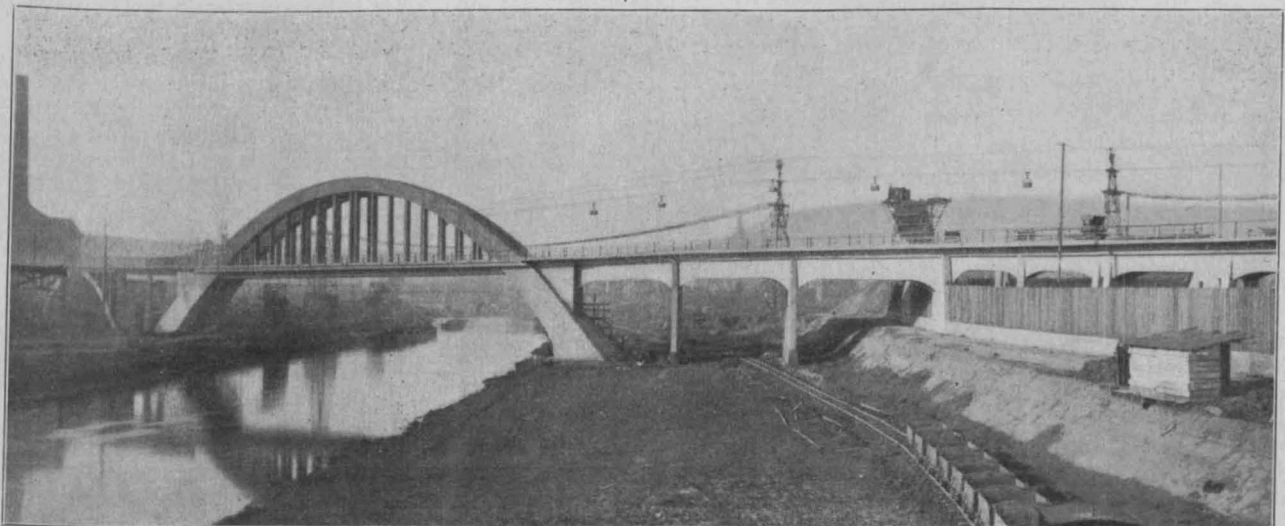


Abbildung 1. Gesamtansicht des Bauwerkes einschließlich der Zufahrts-Viadukte.



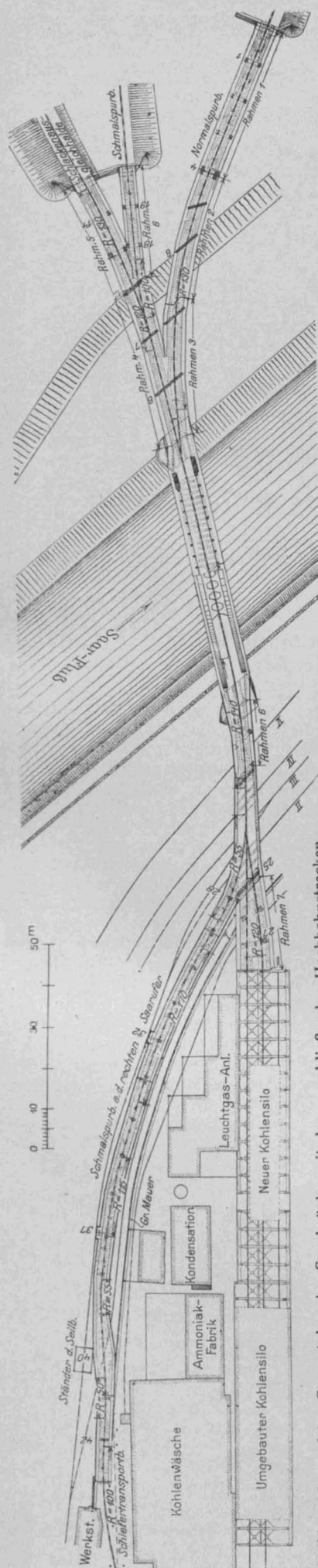
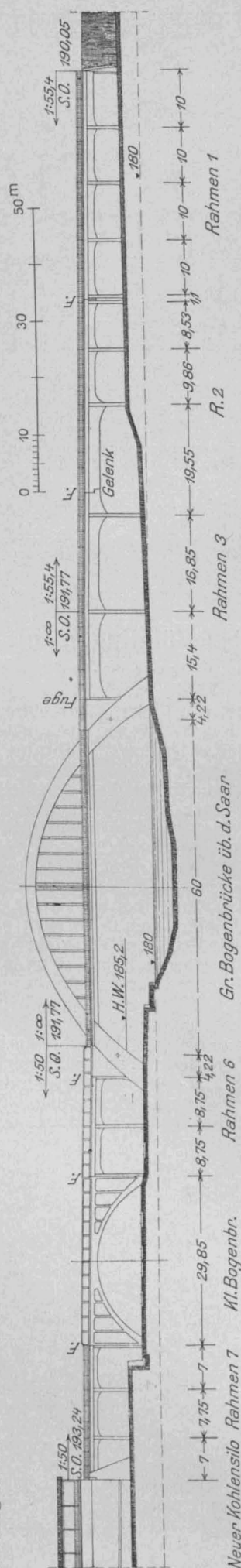


Abbildung 2a und b. Gesamtplan der Saarbrücke mit den anschließenden Hochbahnstrecken.



Saarseite aus 3 Hochbahnstrecken, von denen die beiden äußeren Zweige für Vollspurbahn und der mittlere für Schmalspurbahn von 1 m Spurweite auszubilden war; außerdem auf der rechten Saarseite aus einer Hochbahnstrecke von der Saarbrücke zum Kohlenbunker mit dazwischenliegenden Bogenbrücke von 27,93 m Lichtweite über der Gleisanlage des Werkes und einer von der Bogenbrücke abzweigenden Hochbahnstrecke für Schmalspurbahn, die zwischen der Kohlenwäsche und der Reparaturwerkstätte in das alte Werk einmündet. Die Hochbahnen bestehen aus einer Reihe von Rahmengruppen. Im Nachstehenden sollen die Durchbildung des Bauwerkes im Einzelnen, die statische Berechnung und die Ausführung etwas näher behandelt werden.

Für die Ueberführung der Gleise über die Saar dient, wie schon erwähnt, eine Bogenbrücke mit aufgehängter Fahrbahn, die die Stromöffnung mit einer lichten Weite von 64,5 m ohne Zwischenpfeiler überbrückt (Abbildung 3). Die Widerlager sind gegen die Mitte der Spannweite vorgeschoben, sodaß für die theoretische Spannweite nur 60 m angenommen werden mußten. Die theoretische Pfeilhöhe beträgt 15 m. Da die Brückenachse die Flußrichtung unter einem Winkel von  $30^\circ$  schneidet, sind die beiden Bogen-Tragrippen um das halbe Maß ihres mittleren Abstandes gegeneinander verschoben. Die Fahrbahn, die an den Bogenrippen mittels Eisenbeton-Hängestangen aufgehängt ist, wird in der Mitte durch eine Trennungsfuge geteilt, damit die Kräftewirkungen in den Bogen-Tragrippen, die als eingespannte Bogenträger ausgebildet sind, klar und übersichtlich werden. Der mittlere Abstand der Rippen beträgt 5,7 m. Ihre Abmessungen im Scheitel wurden  $1,2 \cdot 1,8$  m gewählt, die nach dem Kämpfer zu auf  $1,2 \cdot 3,4$  m anwachsen. Der unter der Fahrbahn liegende Teil des Bogens ist massiv ausgebildet und verbreitert sich mit Rücksicht auf die Standsicherheit der Brücke gegen Winddruck nach den Widerlagern zu bis auf 10 m. Zur Erreichung günstiger Durchflußverhältnisse bei Hochwasser sind die Leibungs- und Rückenflächen parallel zur Stromrichtung gelegt und zum Schutz gegen Treibeis kräftige Vorköpfe, die sich dem Bogen anschmiegen, angeordnet. Die Bewehrung besteht aus Rundstählen von 26 mm Durchmesser und geht aus den Abbildungen 3a, S. 108, und 3b, S. 107, hervor.

Als oberer Windverband wurden zwischen den Bogenrippen kräftige Aussteifungsträger mit einer durchbrochenen Eisenbetonplatte angeordnet, die soweit heruntergeht, daß das erforderliche lichte Profil noch gewahrt bleibt.

Die Querträger der Fahrbahnplatte liegen senkrecht zur Achse der Hauptträger und haben einen Querschnitt von  $80 \cdot 40$  cm. Wie aus der Abbildung 3b zu sehen ist, wurde, um große Quersteifigkeit zu erreichen, besondere Sorgfalt auf die Bewehrung der Eckaussteifung gelegt. Die Fahrbahnplatte, die als durchlaufender Balken ausgebildet ist, hat eine Stärke von 17 cm und kräftigt auf beiden Seiten von der Mitte der Hängestangen  $1,37$  m weit aus. In den Fußstegen sind zur Aufnahme der elektrischen Kabel Kabelkasten angeordnet, die durch Monierplatten von 6 cm Stärke abgedeckt sind.

Um eine gute Lastverteilung zu erreichen und die durch das Befahren der

Brücke auftretenden Stöße auf die Fahrbahnkonstruktion zu vermindern, ist eine Beschotterung von 57 cm Stärke gewählt, sodaß also unter den eisernen Schwellen, die mit 7 cm Stärke angenommen wurden, noch ein Schotterbett von 50 cm bleibt. Besondere Sorgfalt wurde auf die Isolierung der Fahrbahn gelegt. Sie erfolgte, nachdem entsprechende Quer- und Längsgefälle aufbetoniert waren, durch Asphaltplatten von 5 mm Stärke mit Jute-Einlage. Zum Schutz der Asphaltplatten wurde hierauf eine 3–4 cm starke Betonschicht mit Streckmetall-Einlage aufgebracht.

Bei der Ueberführung über die Gleisanlage gestatteten die Höhenverhältnisse, die Tragkonstruktion, für welche auch ein Gewölbe mit eingespannten Kämpfern gewählt wurde, unter die Fahrbahn zu legen. Die Fahrbahnkonstruktion, die aus der Abb. 4a, Seite 108, hervorgeht, wird mittels durchgehender Tragrippen auf das Gewölbe abgestützt. Die Stärke des Bogens beträgt im Scheitel 75 cm und im Kämpfer 115 cm. Auch bei dieser Ueberbrückung schneidet die Brückenachse die Gleise in einem spitzen Winkel, und zwar in einem solchen von  $41^{\circ} 30'$ . Da bei einem so schiefen Gewölbe die statische Gewölbewirkung sich nicht mehr bis in die spitzen Ecken seines Grundrisses fortsetzt, sondern mehr der Richtung des Normalschnittes durch die Leibungsfläche folgt, und dadurch eine Absprengung der Bogenzwickel zu befürchten ist, wurde, um das zu verhüten, die Querbewehrung des Ge-

wölbes besonders kräftig ausgebildet. Die überzuleitenden Gleise und mithin auch die Fahrbahn liegen in einer Steigung 1 : 50. Dementsprechend wurden die Einspannungspunkte des Gewölbes als in einer Neigung 1 : 50 liegend angenommen. Die Gründung der Brücke erfolgte, wie auch diejenige über die Stromöffnung, auf Schieferfels und zwar in der Höhe 176 bis 176,5 (Abbildungen 4a und b).

Das Schotterbett erhielt dieselbe Stärke wie bei

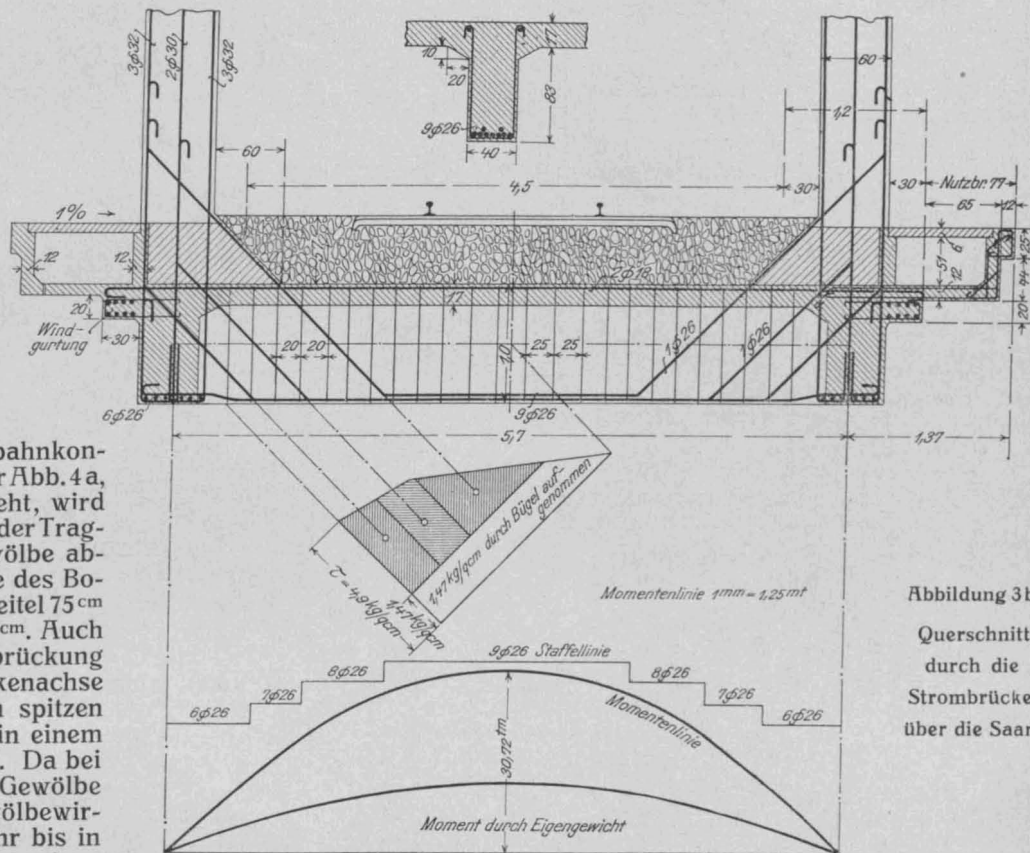


Abbildung 3b.  
Querschnitt  
durch die  
Strombrücke  
über die Saar.

### Probebelastungen auf aufgeschüttetem Sandboden.

Von Dr.-Ing. Johs. Thieme in Buxtehude.

Es wird in der Fachwelt die Ansicht vertreten, daß mit zunehmender Größe einer belasteten Fläche die den einzelnen Bodenpressungen entsprechenden Einsenkungen geringer werden. So wird beispielsweise in Brennecke (Der Grundbau, 3. Aufl., S. 126) im Anschluß an eine Veröffentlichung der „Deutschen Bauzeitung“ 1881 S. 403 darauf hingewiesen, daß etwa 1 Quadratfuß große Belastungsflächen sehr erhebliche Einsenkungen ergeben und daher, wenn das Maß der Einsenkungen der Bemessung der zulässigen Bodenbeanspruchung zugrunde gelegt wird, infolge mangelhafter Ausnutzung des Bodens unnötig große Fundamente und entsprechend hohe Gründungskosten verursachen. Es wird an genannter Stelle daher vorgeschlagen, statt der nur 1 Quadratfuß großen Flächen solche von 0,64 bis 1,0 qm zu benutzen, und als zulässige Beanspruchung diejenige anzusehen, welche einer Einsenkung von 2,5 cm entspricht.

Hier dürften nun die Ergebnisse zweier Probebelastungen interessieren, die in neuerer Zeit in Hamburg vorgenommen worden sind.

Bei der ersten, die im Februar 1914 stattfand, wurde die Last durch 4 unter den Ecken eines mit Sand zu füllenden Kastens befindliche Klötze von je  $0,25 \cdot 0,40 = 0,10$  qm auf den Boden übertragen. Die gemittelten Einsenkungen der einzelnen Klötze betrugen für die Bodenpressungen von

$$\sigma = 1,0, 1,4, 1,9, 2,4 \text{ kg/qcm;}$$

$$\delta = 1,2, 2,8, 4,0, 12,9 \text{ cm.}$$

Trägt man erstere als Abszissen, letztere als Ordinaten ab, so erhält man die parabelartige gekrümmte Linie I der

der Saarbrücke, und auch die Isolierung wurde in gleicher Weise ausgeführt. Die Bildbeilage zu dieser Nummer der „Mitteilungen“ zeigt eine Ansicht der fertigen Brücke mit anschließender Hochbahn. —

(Fortsetzung folgt.)

Abbildung 1. Auf demselben Baugrund wurde zur Klärung des Einflusses der Größe der belasteten Fläche im Oktober 1914 eine zweite Probebelastung vorgenommen, bei welcher die Druckfläche  $0,8 \cdot 0,8 = 0,64$  qm Größe besaß. Die Einsenkungen waren für

$$\sigma = 0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 2,5 \text{ kg/qcm;}$$

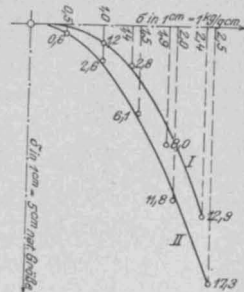
$$\delta = 0,6, 2,6, 6,1, 11,8, 17,3 \text{ cm.}$$

Auch die diesen Werten entsprechende Linie II, Abbildung 1 verläuft parabelartig.

Der Vergleich beider Einsenkungslinien läßt nun erkennen, daß die größere Druckfläche nicht geringere, sondern im Verhältnis größere Einsenkungen zur Folge hatte.

Der belastete Boden bestand unterhalb der Druckfläche auf etwa 3,9 m aus vor 9 Jahren aufgeschüttetem ziemlich losem Sand; unter diesem folgte 0,9 m tief teils fester, teils mooriger Klaboden, weiterhin auf 1,75 m durch die Aufschüttung zusammen gepreßtes Moor, und endlich feiner zum Teil toniger Sand.

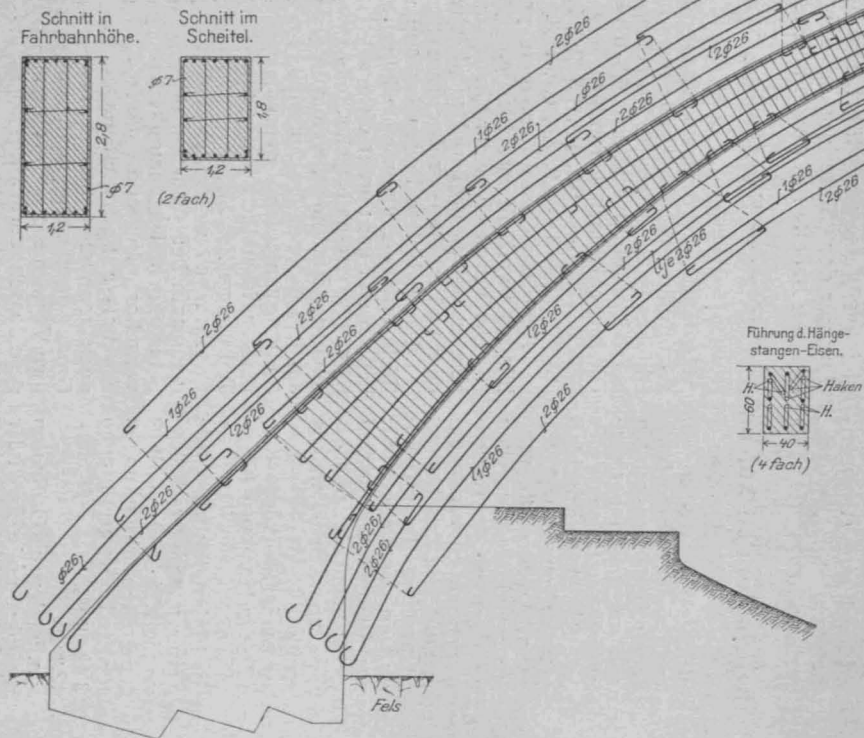
Zwar ist zu berücksichtigen, daß bei beiden Probebelastungen Ungenauigkeiten vorgekommen sind, die die Ergebnisse beeinflusst haben, doch kann dies nicht in dem Grade geschehen sein, daß ihre Verwertung dadurch ausgeschlossen würde.



Abbild. 1. Einsenkungen.



Abbildung 3a. Bogenbrücke mit aufgehängter Fahrbahn von 60 m theoretischer Spannweite über die Saar. Längsschnitt. Bewehrung der Bogenrippen, Hängestangen und Fahrbahnbalken.



Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn.

Von H. Dürr, Ober-Ingenieur der Firma Wayss & Freytag Akt.-Ges., Niederlassung Straßburg i. E.

Entwurf und Ausführung der Eisenbetonkonstruktion:  
Akt.-Ges. Wayss & Freytag, Niederlassung Straßburg i. E.

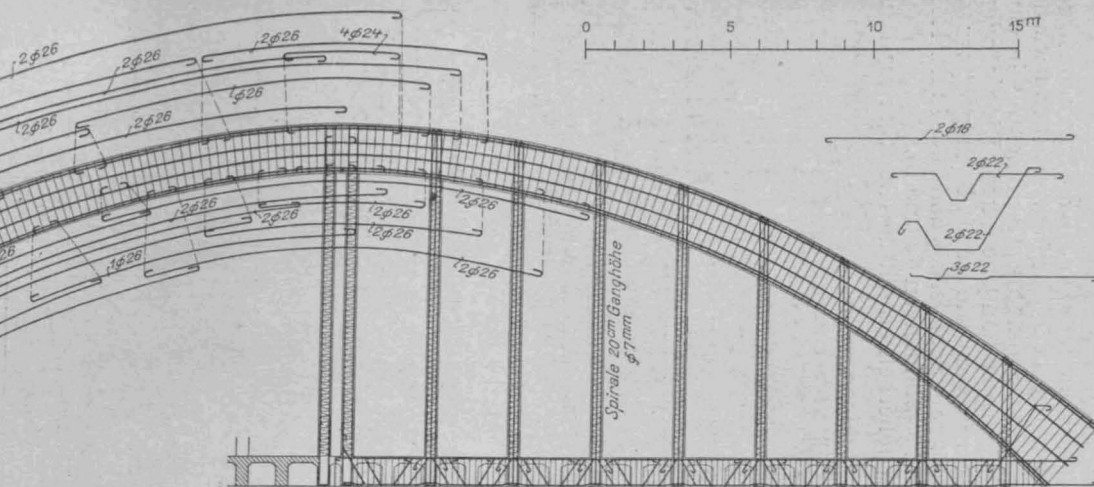
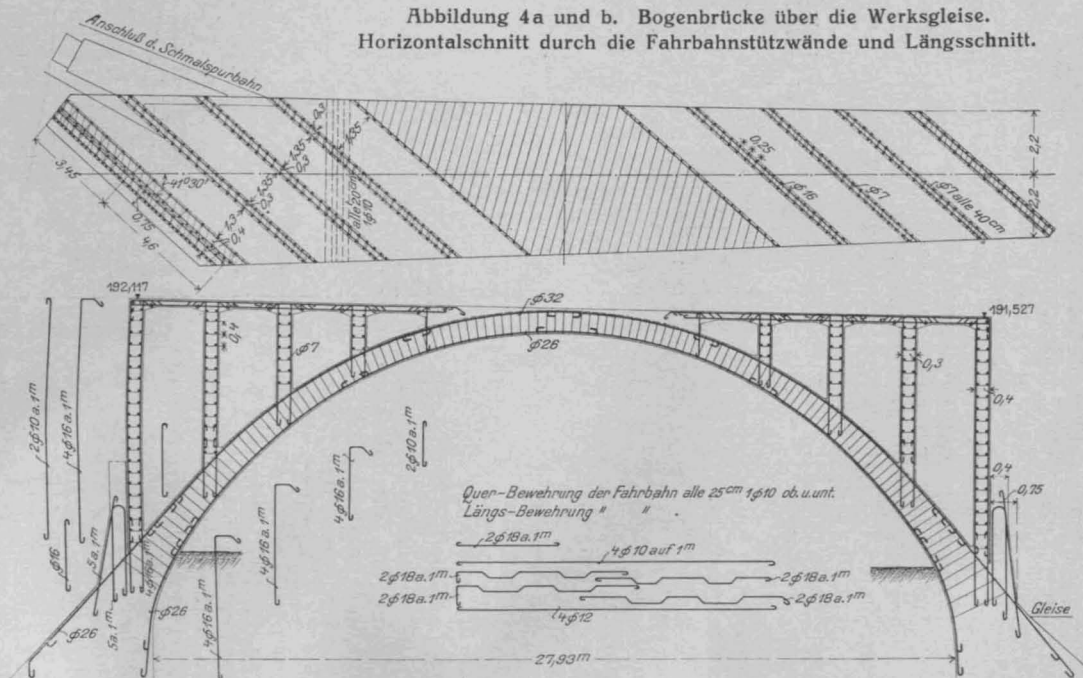


Abbildung 4a und b. Bogenbrücke über die Werksgleise. Horizontalschnitt durch die Fahrbahnstützwände und Längsschnitt.



Bei der im Februar 1914 vorgenommenen Belastungsprobe wurde nämlich der Sand ziemlich ungleichmäßig in den Kasten gefüllt, sodaß zwei der stützenden Klötze tiefer einsanken, als die beiden anderen.

Die zur Probelastung im Okt. 1914 verwendete Einrichtung wird durch Abb. 2 a. f. S. verständlich. Sie sichert eine zwar nicht ganz, aber doch in hohem Maße auf die Mitte der Druckfläche wirkende Belastung; doch ist es nicht zu vermeiden, daß mit Einsenkung der Platte die auf ihr ruhenden Balken sich schief stellen und hierdurch eine ungleichmäßige Verteilung der Pressungen über die Druckfläche hervorgerufen wird, die sich rechnerisch nicht verfolgen läßt. Um sie nach Möglichkeit auszuschalten, hätte unter die Eisenzwischenplatte unter den Tragbalken noch eine weitere Platte mit kugelförmig gewölbter Oberfläche gelegt werden müssen, sodaß der Angriffspunkt der Auflast auch bei Schrägstellung der Tragbalken nur ganz unbedeutenden Veränderungen ausgesetzt gewesen wäre.

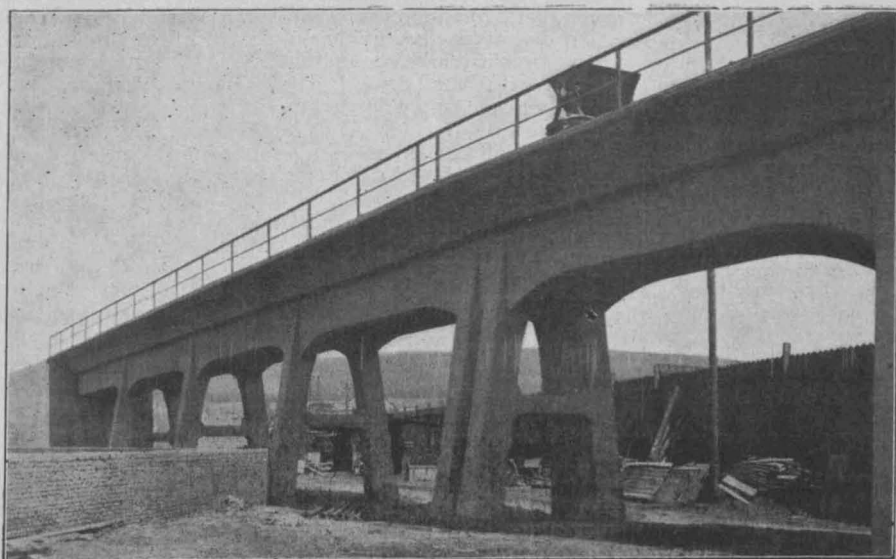
Indes, wie hoch man auch den Einfluß der bei beiden Belastungsproben vorgekommenen Ungenauigkeiten einschätzen mag, so bedeutend kann derselbe nicht gewesen sein, daß er zu einer anderen Schlußfolgerung zu führen vermöchte, als zu der, welche oben mitgeteilt worden ist, daß nämlich ein und dieselbe Pressung bei größerer Bodenfläche zu einer im Verhältnis erheblicheren Einsenkung führte als bei kleinerer Bodenfläche.

Wie läßt sich nun diese Erscheinung erklären?

Die Einsenkungen eines Fundamentes in einem weichen Boden, wie er an der untersuchten Stelle vorhanden war, entstehen unter dem Einfluß von zwei ganz verschiedenartigen Vorgängen. Sie hängen nämlich ab:

1. Von dem Ausweichen des Bodens unter der Druckfläche,
2. von seiner Zusammenpreßbarkeit in Verbindung mit der Ausbreitung des Druckes bei zunehmender Tiefe.

Das Ausweichen des Bodens nimmt mit der Größe der Druckfläche ab und ist in dem vorliegenden Falle offenbar von geringerer Bedeutung. Zum mindesten wird diese Wirkung überwogen durch die unter 2 angeführte Zusammenpreßbarkeit in Verbindung mit



Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn.

Abbildung 5 (oben). Zweistielige Joche der Hochbahnstrecke der Vollspur.

Abbildung 6 (Mitte). Einstielige desgl. der Schmalspur.

Abbildung 7 (unten). Vollwandiger Pfeiler im Vorflutgelände.



Es mögen beispielsweise die beiden verglichenen Druckflächen von 0,10 und 0,64 m<sup>2</sup> kreisförmig angenommen werden mit den Durchmessern  $d_1 = 0,357$  und  $d_2 = 0,901$  m. Vorausgesetzt, daß der Druck sich nur unter 30° gegen die Lotrechte ausbreitet, so sind in 1,0 m Tiefe die Durchmesser der Kreisflächen (siehe Abbildung 3)

$$d_1' = 0,357 + 2 \cdot 1,0 \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = 0,357 + 2 \cdot 1 \cdot 0,577 = 1,511 \text{ m, bezw.}$$
$$d_2' = 0,901 + 2 \cdot 1 \cdot 0,577 = 2,055 \text{ m,}$$

und die Inhalte der letzteren:

Ist nun in beiden Fällen die Pressung in den oberen Druckflächen  $= 1,00 \text{ kg/qcm}$ , so wird sie für die vergrößerten Druckflächen in 1 m Tiefe im ersten Fall

$$\sigma_1' = 1 \cdot \frac{0,36}{1,80} = 0,20 \text{ kg/qcm},$$

im zweiten Falle aber

$$\sigma_2' = 1 \cdot \frac{0,90}{2,23} = 0,40 \text{ kg/qcm}$$

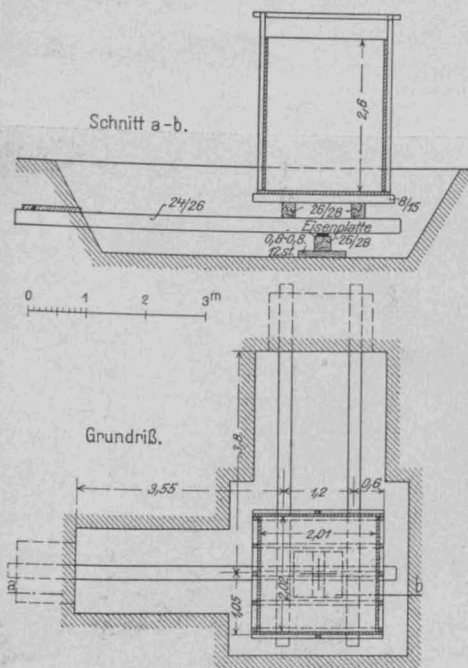
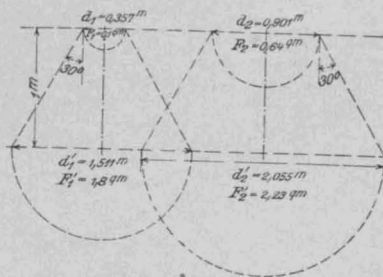


Abbildung 2.  
Anordnung  
der  
Belastung.

Abbildung 3  
(unten).  
Verbreiterung  
der  
Druckflächen.



daß ein Haus, welches auf Boden von gleicher Untergrund-Beschaffenheit errichtet war und in seiner ganzen Ausdehnung diesen gleichmäßig, wenn auch nur mit  $0,8-1 \text{ kg/qcm}$  belastete, sich um etwa  $8 \text{ cm}$  gesetzt hat, also ganz erheblich mehr, als der zweite Versuch erwarten ließ. Diese Erscheinung wird aber durchaus verständlich, wenn man beachtet, daß die belastete Oberfläche erheblich größer war, als bei dem vorbeschriebenen zweiten Versuche, denn es mußte die günstige Einwirkung der Vergrößerung der Druckflächen sich entsprechend vermindern und daher die Einsenkung demgemäß zunehmen.

Hieraus folgt aber, daß ein Belastungsversuch mit den in der Praxis möglichen Abmessungen der Druckfläche noch keinen zuverlässigen Aufschluß über die zu erwartenden Einsenkungen gibt, daß die letzteren vielmehr ganz erheblich größer sein können, als die bei einer Probebelastung beobachteten. Wenn aber berücksichtigt wird, daß die bisweilen erheblichen Sackungen dadurch verursacht werden, daß bei größeren belasteten Flächen die Ausbreitung des Druckes verhältnismäßig an Einfluß verliert, so wird man darin keinen Grund erkennen, eine solche, über das sonst für zulässig angesehene Maß von 2,5 cm hinausgehende, Sackung zu beanstanden.

Aus dem Gesagten geht aber auch hervor, daß es häufig gar nicht möglich ist, die Einsenkung beliebig einzuschränken. Wenn z. B. die Belastung in dem Gewicht eines Hauses besteht, das durch eine Anzahl von Längs- und Querscheiden dem Baugrund zugeleitet wird, so wird es im Allgemeinen nicht möglich sein, das Fundament so weit über die beiden Front- und Giebelwände auszudehnen, daß hierdurch eine die Kosten rechtfertigende Verminderung der Einsenkung erreicht wird. Ebenso hat der Ersatz der üblichen Streifenfundamente unter den Grundmauern durch vollständige und mit Eiseneinlagen entsprechend zu bewehrende Platten keinen besonderen Wert, denn die Zwischenräume zwischen den Streifenfundamenten der Grundmauern überspannenden Platten

flächern überspannenden Platten können nur erreichen, daß auch die obersten Schichten des Baugrundes entlastet werden und daher eine etwas geringere Zusammenpressung erleiden; die tiefer gelegenen sind ohnedies schon durch die Ausbreitung der Streifenlasten gleichmäßiger und weniger in Anspruch genommen, werden also durch das Vorhandensein der Platte nicht mehr günstig beeinflusst.

Wenn aber der Baugrund aus besonders losem Sand bestehendes Schlemmen auf 50 cm nicht viel nachgeben, jedenfalls erheblich billiger sein.

Wichtiger als die Größe der Einsenkung ist in einem derartigen Fall die mehr oder weniger gleichmäßige Beschaffenheit des Untergrundes und die Möglichkeit etwaigen Ausweichens von Schichten desselben in der Tiefe. So könnte es z. B. vorkommen, daß unter einer mehr oder weniger starken Sandlage eine Moorschicht sich befindet, die in geringer Entfernung von dem Bauwerk angeschnitten ist und dort ausweichen kann. In diesem Falle müßte allerdings mit einer immer weiter fortschreitenden und dabei ungleichmäßigen Sackung und schließlichchen Gefährdung des Bauwerkes gerechnet und daher an eine Gründungsart gedacht werden, welche von dieser Bodenschicht unabhängig macht. —

sein. Dementsprechend wird auch die Zusammenpressung des in 1 m Tiefe befindlichen Bodens gemäß dem Verhältnis der beiden Pressungen  $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_2} = \frac{0,20}{0,40} = 0,5$  im ersten Falle

nur halb so groß sein wie im zweiten. Hieraus folgt aber umgekehrt und allgemein, daß in den tiefer liegenden Schichten die Zusammenpressungen mit größer werdender Versuchsdruckfläche zunehmen, und diesen entsprechend die Einsenkungen der Versuchslasten selbst. Hiernach ergibt sich, daß trotz des bei der größeren Versuchsdruckfläche geringeren seitlichen Ausweichens des Bodens die Einsenkungen größer ausfallen als bei einer kleineren Versuchsdruckfläche.

Besonders auffällig wird dieses aus dem Versuch gewonnene und oben begründete Ergebnis dadurch bestätigt,

**Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 32. Probebelastung von Decken. Berichte nach Versuchen des kgl. Material-Prüfungsamtes in Berlin-Lichterfelde und der A.-G. für Beton- und Monierbau in Berlin. Teil I. Von Prof. M. Gary, Abt.-Vorst. im kgl. Mat.-Prüf.-Amt. Teil II. Von Geh. Reg.-Rat Prof. M. Rudeloff, Dir. d. Mat.-Prüf.-Amtes, Berlin 1915. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 2 M.**

Nach den preuß. Bestimmungen für Eisenbeton können bei der Abnahme Probelastungen von Deckenkonstruktionen verlangt werden, wobei die aufgetragene Last des Deckenfeldes das 1½fache der Nutzlast sein soll. Bei der Neubearbeitung dieser Bestimmungen, mit welcher sich z. Zt. der „Deutsche Ausschuss“ befaßt, ist auch die Frage der Probelastungen, bezüglich deren mancherlei Zweifel bestehen, neu zu regeln. Vor Allem handelt es sich um die Fragen: Wie hoch ist die Probelast zu bemessen und wann ist die Probelastung als gelungen zu betrachten, d. h. unter welchen Umständen kann man

aus ihr auf die ausreichende Tragfähigkeit der geprüften Decke mit Sicherheit schließen. Zur Beantwortung dieser Fragen, die von großer Wichtigkeit sind, sowohl nach der Richtung, daß durch übermäßige Probelastung dem Bauwerk nicht etwa ein Schaden zugefügt wird, wie nach der anderen Richtung, daß mit der Probelastung auch tatsächlich der gewünschte Zweck erreicht wird, liefert die vorliegende Veröffentlichung in ihrem ersten Teil insofern Material, als sie für eine Reihe verschiedenartiger Deckenkonstruktionen die Ausführung von Probedecken, die Durchführung ihrer Belastung und die Ergebnisse, d. h. die Durchbiegungen, namentlich aber auch das Verhältnis der bleibenden zur Gesamtdurchbiegung mitteilt, woraus sich Rückschlüsse auf die Standsicherheit ziehen lassen.

Im II. Teil wird die Belastung einer über mehrere Felder durchlaufenden Probendecke besonderer Form eingehender behandelt. Es wird aus diesem Versuch der Schluß gezogen, daß die Richtung der Formänderung in

den einzelnen Feldern im Allgemeinen den Erwartungen entsprach, daß aber über die Größe derselben ein sicheres Urteil nur gewonnen werden kann, wenn die Messungen in jedem Felde an mehreren Stellen erfolgen, weil sonst die Ergebnisse zu sehr durch örtliche Zufälligkeiten beeinflusst sein können.

Weitere Schlüsse werden aus den Mitteilungen nicht gezogen. Sie scheinen aber anzudeuten, daß die Gewinnung wirklich brauchbarer Ergebnisse aus Probebelastungen, namentlich wenn diese im Bau selbst angestellt werden, nicht so einfach ist, wie das wohl vielfach angenommen wird. —

**Deutscher Ausschuß für Eisenbeton.** Heft 34. Erfahrungen bei der Herstellung von Eisenbetonsäulen. Längenänderungen der Eisen-Einlagen im erhärtenden Beton. Vierter Teil (Fortsetzung zu Heft 5, 21 und 28). Bericht über Versuche im kgl. Material-Prüfungsamt Berlin-Lichterfelde. Erstattet von Geh. Reg.-Rat Prof. M. Rudeloff, Dir. d. Mat.-Prüf.-Amtes. Berlin 1915. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geh. 2,40 M.

Der erste Abschnitt der vorliegenden Schrift behandelt eine Reihe von Beobachtungen, die bei der Herstellung von Eisenbeton-Säulen gemacht worden sind und namentlich die Erscheinungen betreffen, die auf die Säulenfestigkeit von Einfluß sind. Die Steigerung der Säulenfestigkeit durch die Bewehrung ist nach der Meinung des Verfassers nur nach dem Unterschiede zwischen den ermittelten absoluten Festigkeiten der unbewehrten und der bewehrten Säulen von gleichem Querschnitt zu beurteilen. Nun zeigen die Versuche, daß die Betonfestigkeiten in den bewehrten Säulen geringer sind als in den unbewehrten. Einer Steigerung der Säulenfestigkeit infolge Anteilnahme der Längs- und Querbewehrung an der Tragfähigkeit der Säulen steht also eine Verminderung der Säulenfestigkeit infolge verminderter Betonfestigkeit im Vergleich zu derjenigen in unbewehrten Prismen gegenüber. Da man nach Meinung des Verfassers die tatsächliche Festigkeit des Betons der bewehrten Säule an aus ihr entnommenen Druckproben nicht ermitteln kann, so ist der Anteil der Bewehrung an der Steigerung der Säulenfestigkeit nur angenähert festzustellen; auch müssen die Versuche in entsprechender Weise durchgeführt werden.

Festzustellen ist ferner noch der Einfluß der Längs-Bewehrung für sich und der Querbewehrung für sich. Zu dem Zweck hat Verfasser auch Säulen untersucht, die keine mit tragende Längsbewehrung besaßen, also als nur querbewehrt betrachtet werden können. Diese Versuche werden in ihrer Ausführungsweise und ihren Ergebnissen eingehend beschrieben; es war dabei die Schwierigkeit zu überwinden, den richtigen Abstand der Querbewehrung einzuhalten. Die Bügel waren einfach ineinander gehakt; ein Aufbiegen der Haken fand erst statt, nachdem die Höchstlast überschritten und die Säulen bei geringerer Belastung erheblich zusammen gedrückt waren. Es wurde ferner beobachtet (was auch bei früheren Versuchen der Fall war), daß die bewehrten Säulen sich unter gleichen Belastungen mehr verkürzen als die unbewehrten. Während die unbewehrten Säulen unter der Höchstlast zu Bruch gingen, fiel bei den nur quer bewehrten Säulen die Höchstlast nach Erreichung einer Zusammen-drückung, die nicht wesentlich höher war, als die der unbewehrten Säule, stetig ab bis zu etwa 2,5 % Höhenverminderung. Dann stieg sie wieder. Das deutet nach dem Verfasser an, daß hier die Wirkung der Querbewehrung besonders zur Geltung kam, während sie vorher das Zerfallen des Betons verhinderte. Die erstmalige Höchstlast wurde aber selbst bei 6 % Höhenverminderung nicht wieder erreicht. Die Versuche zeigen jedenfalls, daß man tatsächlich auf diesem Wege den Einfluß der Querbewehrung allein ermitteln kann. Es sollen weitere Versuche in dieser Art durchgeführt werden.

Der Festigkeitsverlust für den Beton der bewehrten gegenüber der unbewehrten Säule kann in einer Entmischung des Betons bei Herstellung der bewehrten Säulen gesucht werden, die derart erfolgt, daß bei geringem Bügelabstand der gröbere Kies im Kern zurückgehalten wird, während nur das Feine durchtreten kann in die Schale. Dadurch enthält der Kern weniger Mörtel. Durch Herstellung von Säulenschnitten wurde festgestellt, daß sich tatsächlich ein derartiger Vorgang vollzieht. Versuche mit Beton der ursprünglichen Mischung und solchem, aus dem das Feine abgesiebt wurde, scheinen anzudeuten, daß der dichtere Beton (wie er sich in den unbewehrten Säulen findet) geringere Zusammen-drückungen erfährt. Eine weitere Ursache des Festigkeitsverlustes kann in der Bildung von Hohlräumen neben den Bewehrungseisen liegen. An aufgeschnittenen Säulen wurde festgestellt, daß selbst bei sorgfältiger Herstellung aus

weichem Beton solche Hohlräume an den Eisen entstehen können (bei liegend hergestellten Säulen auch an den Längseisen). Um den Einfluß dieser Hohlräume auf die Betonfestigkeit festzustellen, sollen bei weiteren Versuchen und Proben mit höchster und geringster Festigkeit Schnitte hergestellt werden, um festzustellen, ob sich im letzteren Falle Hohlräume finden. Auch sollen die Raumgewichte festgestellt werden, um die Dichtigkeit des Betons zu vergleichen.

Der zweite Teil der Schrift befaßt sich mit den Längenänderungen der Eiseneinlagen im erhärtenden Beton. Bei früheren Versuchen mit bewehrten Säulen wurde bei der Messung der Längenänderungen der Eisen u. a. festgestellt, daß die Längseisen nach dem Entlasten der Säulen in der Mitte bleibende Verkürzungen aufwiesen, zunehmend mit der Zahl der Lastwechsel, daß die Länge der Eisen an den Säulen-Enden dagegen nach Entlastung größer war als vor dem Belasten; auch diese Längszunahme wuchs mit der Zahl der Lastwechsel. Diese Erscheinung führte Rudeloff auf die Auslösung der anfangs infolge der Betonerhärtung in den Längseisen herrschenden Druckspannung zurück, die eine Verkürzung der Eisen bedingt, die dann verschwindet, sobald sich der Zusammenhang zwischen Eisen und Beton unter dem Einfluß der wiederholten Belastung lockert. Um diese Anschauung nachzuprüfen, wurden auf Veranlassung des „Deutschen Ausschusses“ daher genaue Ausdehnungs Messungen am Eisenbeton durchgeführt. Es wird das Verfahren geschildert, nach dem diese Messungen erfolgten. Die bisherigen Untersuchungen bestätigen die bekannte Tatsache, daß sich der Beton beim Erhärten an der Luft anfänglich ausdehnt, vom 5. bis 7. Tage ab aber ständig schwindet. Sie zeigten ferner, daß, wie erwartet, die unbewehrte Probe merklich mehr schwand als die bewehrte; sie ließen ferner erkennen, daß die Längseisen entsprechend den Formänderungen des sie umgebenden Betons anfangs gedehnt, bei höherem Alter des Betons aber gestaucht werden. Berechnet man aus den beobachteten Längenänderungen der Eisen die Spannungen, so ergibt sich am Schluß der Versuche bei 89 Tagen Alter eine Druckspannung im Eisen von 262 kg/qcm. Um endgültige Schlüsse zu ziehen, reichen die bisher durchgeführten Versuche aber noch nicht aus.

Die Schrift gibt über die hier kurz erwähnten Erscheinungen genauere Zahlenangaben in tabellarischer Zusammenstellung und Diagrammen, sowie die genaue Darstellung und Erläuterung der Versuchsdurchführungen. —

**Die Jahrhunderthalle in Breslau.** Von Dr.-Ing. Trauer, Stadtbauinsp. in Breslau und Prof. Dr.-Ing. Gehler, ehem. Dir. der Fa. Dyckerhoff & Widmann A. G. in Dresden. Berlin 1914. Verlag Jul. Springer. Pr. geh. 2 M.

Die 74 Quartseiten umfassende, mit zahlreichen eingeschobenen Abbildungen ausgestattete Schrift ist ein Sonderdruck der Veröffentlichung der beiden Verfasser im Jahrg. 1913 des „Armierten Betons“. Sie bietet eine umfassende Darstellung dieses Eisenbeton-Kuppelbaues, der mit seinen 65 m Durchmesser und 42 m Höhe der Kuppel alle bisher ausgeführten Massivkuppeln in den Schatten stellt und in seiner konstruktiven Durchbildung ganz besonderes Interesse verdient. Die Ausführungen zeigen Gesamt-Anlage und Durchbildung der Konstruktion im Einzelnen, sowie die Herstellung des Baues, deren Haupthilfsmittel — die im Kreise um einen Mittelsturm drehbare Kabelbahn — eine bei Hochbauten für Deutschland noch ganz neue Ausführungsform zeigte, und befassen sich schließlich ganz besonders eingehend mit der sehr sorgfältig durchgeführten statischen Berechnung, an welche die Eigenart der Konstruktion recht schwierige Anforderungen stellte. In der Schrift sind die theoretischen Fragen von dem erstgenannten Verfasser bearbeitet, der sie bei der Durchführung des Baues auch zuerst in ihren Grundzügen festzulegen hatte, die praktischen von dem zweiten Verfasser, der s. Zt. bei der Durchbildung und Durchrechnung der Konstruktion als Vertreter der Unternehmung mit dem Vertreter der Bauverwaltung zusammen gearbeitet hat. Werden Aufgaben von dieser Größe auch sobald nicht wieder an den Eisenbetonbau herantreten, so bildet die Schrift doch eine sehr wertvolle Bereicherung der einschlägigen Fachliteratur. —

**Zement und Beton im Tiefbau.** Von H. Gamann, Lehrer an der Wiesen- und Wegebauschule in Siegen. 280 S. 8<sup>o</sup> mit gegen 200 Abbildungen im Text. Berlin 1915. Verlag der Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H. Pr. geb. 8 M.

Das Werk befaßt sich mit dem Grund- und Wegebau einschl. der Durchlässe und Brücken, mit der Entwässerung von Gemeinden und einzelnen Grundstücken, dem Flußbau einschl. der Stauwerke und der Wasserversorgung und Wasserverteilung einschl. Talsperren- und Wasser-Kraft-



Anlagen, für welche Bauausführungen auch einige allgemeine Hauptregeln zusammen gestellt werden. Insofern geht der Inhalt des Werkes über seinen Titel hinaus. Andererseits aber beschränkt es sich auf Ausführungen einfacher Art, vorwiegend aus dem Gebiet der Kulturtechnik, insofern bietet es weniger als der allgemein gehaltene Titel verspricht. Es wendet sich in erster Linie an den Bautechniker und Werkmeister, geht daher auch auf theoretische Entwicklungen nicht näher ein und bringt nur einige einfache Formeln mit Beispielen zur Erläuterung der Berechnung der betr. Bauwerke. Den auf die Einzelgebiete bezüglichen Abschnitten ist ein kurzes Kapitel über die Baustoffe vorausgeschickt, das vielleicht etwas weiter hätte ausgebaut werden sollen. Jedenfalls reichen die kurzen Bemerkungen, namentlich über die verschiedenen hydraulischen Bindemittel zu einer zutreffenden Bewertung derselben nicht aus. Der Hauptwert liegt in dem eigentlich technischen Teil, in welchem praktische Gesichtspunkte in den Vordergrund gestellt sind. Er würde gewonnen haben, wenn die Beispiele nicht so ausschließlich auf Veröffentlichungen der „Tonindustrie-Zeitung“ und ihr nahe stehender Zeitschriften zurück gegriffen hätten, was auch hinsichtlich der Literatur-Nachweise in der Hauptsache gilt. —

Fr. E.

### Vermischtes.

Ueber Eisenbeton-Decken aus Kohlschlacken-Beton handelt ein eingehender Aufsatz, der sich in den Veröffentlichungen der „American Society of Civil Engineers“, Jahrg. 1915 Bd. XLI, Heft 2, findet. Es handelt sich um feuersichere Konstruktionen, wie sie in New-York namentlich in großem Umfange zur Ausführung gekommen sind und um umfangreiche Versuche, die mit dem Material zu solchen Decken und den Konstruktionen selbst durch das „Departement of Civil Engineering“ der Columbia Universität, z. T. unter Beihilfe des New-Yorker „Bureau of Buildings“ mit dem Endzweck angestellt worden sind, für solche Konstruktionen neue Ausführungs-, Berechnungs- und Belastungs-Vorschriften zu gewinnen. Bisher sind für Decken-Konstruktionen dieser Art auf Grund von Brand-, Belastungs- und Ablöschungs-Proben Ausführungs-Genehmigungen durch letztgenanntes Büro erteilt worden, in ähnlicher Weise, wie das seitens der Baupolizei bei uns geschah. Die bei den Versuchen zufällig gewählte Spannweite wurde als Höchstspannweite genehmigt und als Belastung  $\frac{1}{10}$  der bei Versuche gefundenen Höchstlast zugelassen. Jetzt soll für die Beurteilung solcher Decken-Konstruktionen eine wissenschaftlichere Basis gefunden werden. Verschiedene der hierbei aufgeworfenen Fragen sind von Interesse auch für unsere Verhältnisse, wenn auch die Anwendung des Kohlschlacken-Betons bei uns nicht die Rolle spielt wie in Amerika. Das Wichtigste der Ergebnisse sei daher nachstehend mitgeteilt.

Was zunächst das verwendete Material betrifft, so handelt es sich ausschließlich um Anthrazitkohlen-Schlacken, die als sehr wechselnd in der Beschaffenheit — von harten, glasigen, groben Stücken bis zu feiner, weicher Asche sein kann, je nachdem Schlacken aus Kesselheizungen größerer Betriebe oder aus gewöhnlichen häuslichen Heizungen infrage kommen. Es wurden Betonmischungen, durchweg 1:2:5 aber mit sehr verschiedenen Schlacken und 4 verschiedenen Zementen, an Baustellen in 4 verschiedenen Stadtgegenden New-Yorks entnommen und Probekörper der gebräuchlichen Art, d. h. Zylinder von 40 cm Höhe bei 20 cm Durchmesser in Eisenformen hergestellt und bis zur Prüfung im Laboratorium in gewöhnlicher Zimmerluft gelagert. Die Mischungen wurden teils mit Mischmaschinen, teils von Hand hergestellt. Es wurden von den 4 Baustellen je 40 Zylinder und zwar je 10 im Alter von 1, 2, 6, 12 Monaten geprüft. Die Gewichte der Probekörper zeigten sich nicht sehr verschieden. Im Mittel ergaben sich 1600 bis 1750 kg/cbm. Die Druckfestigkeiten nach 1 Monat schwankten zwischen 28 und 56—70 kg/cbm. (Die Zahlen lassen sich natürlich mit unseren, aus 30 cm-Würfeln gefundenen nicht unmittelbar in Vergleich stellen). Der erstere Wert entspricht minderwertigen Schlacken aus sehr feinem Material, der letztere einer hochwertigeren Schlacke und guter Verarbeitung des Betons. Das sind Festigkeits-Unterschiede bis 150%. Bis zu 6 Monaten Alter zeigte sich eine gute Zunahme der Festigkeit, die dann bis zu 1 Jahr Alter ziemlich gleich blieb. Als Elastizitätsmodul für Druck im Alter von 28 Tagen und für eine Belastung, die etwa  $\frac{1}{4}$  der Höchstlast entspricht, wurden für guten Beton i. M. 85 000 kg/qcm gefunden.

Was die Frage der Feuersicherheit betrifft, so ist die hohe Feuersicherheit auch für geringe Schlacken und magere Mischungen durch frühere Versuche und Beobachtungen bei Bränden dargetan. Die Versuche zeigen,

daß die mehrstündige Einwirkung von Temperaturen bis zu 1000° Celsius und nachheriges Ablöschen mit kaltem Wasser unter Druck nur eine Narbung der Oberfläche hervorruft, die einerseits auf das Ausbrennen in der Schlacke befindlicher noch unverbrannter Kohleteilchen und auf Zermürbung des Betons durch Wasserentziehung zurückzuführen ist. (In den New-Yorker Schlacken fanden sich 15—20% unverbrannter Kohleteilchen. Diese Zahlen wurden durch Ausbrennen der Kohleteilchen aus den Schlacken ermittelt). Die Wirkung macht sich aber nicht tiefer als 2—3 cm (1") im Allgemeinen geltend. Der Beton der tieferen Schichten behält, wie durch Festigkeitsversuche festgestellt wurde, seine volle Festigkeit. Eisen, die in geringer Tiefe im Beton liegen, können natürlich durch langwirkendes Feuer in ihrer Festigkeit beeinflusst werden, das gilt aber auch für Beton mit anderen Zuschlägen. Die Ausbesserung so angegriffener Betonoberflächen ist leicht, ohne Anwendung besonderer Schalungen durch Aufbringen von Putz möglich.

Wichtig ist die Frage, inwieweit Schlackenbeton angreifend und rostbildend auf das eingebettete Eisen wirkt. Zerstörungserscheinungen sind in Schlackenbeton-Decken mehrfach beobachtet worden — wie von Anhängern des Schlackenbetons ausgeführt wird, sind sie bei Abbruch von Steineisen-Decken eher häufiger zu finden — und werden auf den Schwefelgehalt der Schlacken zurückgeführt. Die Untersuchung der New-Yorker Kohlschlacken ergab 0,056—0,107% an Sulfiden, wachsend mit dem Gehalt an unverbrannter Kohle, 0,03—0,21% an  $\text{SO}_3$ . Letztere kann in Verbindung mit Feuchtigkeit das Eisen angreifen, wenn es nicht sicher durch eine Zementhaut umhüllt ist. Die Verwendung plastischen bei nassen Betons ist daher zur sicheren Umhüllung erforderlich.

Für die neuen Vorschriften wird empfohlen, nicht unter 1:2:5 in der Mischung herab zu gehen, und harte, gut gebrannte, glasige, von feiner Asche freie Schlacken zu verwenden, sodaß Beton mit einer Mindestfestigkeit von 56 kg/qcm (800 lb/□") im zylindrischen Probekörper üblicher Form gemessen) entsteht, und den Beton gut gemischt, naß einzubringen. Ein Gehalt an unverbrannter Kohle bis zu 20% wird als nicht schädlich bezeichnet. Bei allen diesen Angaben handelt es sich aber nur um Schlacken aus Anthrazit-Kohlen.

Der Artikel teilt dann noch die Ergebnisse der Belastungsversuche ganzer Decken verschiedener Ausbildungsformen mit. Es werden daraus einerseits Koeffizienten für die Berechnung und andererseits auch empirische Formen abgeleitet für die zulässigen Belastungen, die der Verschiedenartigkeit der Eiseneinlagen usw. Rechnung tragen. Für aus Belastungsproben abgeleitete Genehmigungen von Decken wird die Zulassung einer Nutzlast gleich  $\frac{1}{8}$  der den Bruch herbei führenden gleichmäßig verteilten Belastung vorgeschlagen, was unter normalen Verhältnissen einer 6fachen Sicherheit gegenüber der Gesamtlast entsprechen würde. —

Eine Talsperre in Form eines Erddammes mit Beton-Dichtungsmauer bei Plumenau in Mähren ist im Bau und soll 1916 vollendet werden. Sie hat die Aufgabe, einerseits das Hochwasser eines 117 qkm umfassenden Niederschlagsgebietes im Tal des Hlouczela-Baches zurück zu halten, andererseits den Wasserabfluß für Kraftzwecke zu regeln. Sie staut einen See von 68 ha Fläche und rund 5,6 Mill. cbm Höchstinhalt auf und besitzt 17 m Höhe. Der Staudamm, der sich zwischen Tonschieferfelsen spannt, hat 5 m Kronenbreite bei 430 m Länge, 58 m Sohlenbreite bei 370 m Länge. Das Material des lagenweise eingewalzten Dammes wird aus dem sich sehr dicht lagernden, wenig wasserdurchlässigen Bodenschlamm der Teiche gewonnen, die jetzt den Talboden z. T. bilden. Die Dichtungsmauer ist nach französischer Art am wasserseitigen Fuße des Staudammes angeordnet, hat nur 2,5 m Dicke und etwa 8000 cbm Inhalt. Zur Betonbereitung wird Schotter aus Grauwacke verwendet, die in der Nähe gebrochen wird. Die Mischung erfolgt mit Maschinen, die Stampfung mit Luftdruckstampfern. Auf die Mauer stützt sich die wasserseitige Abpflasterung des Dammes. Der Damm wird von einem Tunnel durchbrochen, an dessen Kopf ein 22 m hoher Turm errichtet ist, der die Schieber-Anlage aufnimmt. Die Kosten einschl. Grunderwerb betragen nur 2,41 Mill. K. —

Inhalt: Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn. — Probebelastungen auf aufgeschüttetem Sandboden. — Literatur. — Vermischtes.

Hierzu eine Bildbeilage: Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\* \* \* \* \*

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

NO 15.

### Verbreiterung der Kyllbrücke in Kyllburg.

Von Landesbauinspektor Becker in Trier. (Hierzu die Abbildungen Seite 116.)

**D**ie Provinzialstraße Prüm—Bernkastel überschreitet in Kyllburg die Kyll mit einer gewölbten Brücke aus rotem Kyllsandstein. Diese Brücke ist 1847 als Holzbrücke mit steinernen Pfeilern erbaut worden. Im Jahre 1874 wurde noch von der kgl. Regierung der hölzerne Ueberbau durch gewölbte Bogen ersetzt, sodaß die Brücke den in Abb. 1 a. f. S. dargestellten Querschnitt hatte. Hier fallen die weit vorgekragten Fußwege auf. Tatsächlich hatte man in übertriebener Sparsamkeit zu viel getan; die Gehwege fingen bald an sich wasserwärts zu neigen. Diese Neigung wurde im Laufe der Jahre trotz einer Stützung durch schmiedeiserne Konsolen immer stärker, sodaß im Herbst 1911 die Gehwege für den Verkehr gesperrt

werden mußten. Abb. 2 a. f. S. stellt die Brücke dar nach Sperrung der Gehwege.

Es war die Aufgabe zu lösen, die Gehwege durch eine Neubildung zu ersetzen und dabei, wenn irgend möglich, die Fahrbahn, entsprechend einem lebhaften Kraft- und Frachtwagenverkehr zu verbreitern. Da sich auf der Brücke ein schwerer Langholzverkehr entwickelt, der auf dem rechten Kyllufer im rechten Winkel zur Brückenachse nach dem Bahnhof abbiegt, so mußte auf eine fächerförmige Verbreiterung der Brücke Bedacht genommen werden, (vgl. den Grundriß der verbreiterten Brücke Abb. 3b a. f. S.), weil die Schwanzenden der Langholzstämmen sehr häufig das Gelände zertrümmert hatten. Schließlich, und das war eine sehr erwünschte Folge des notwendigen Um-

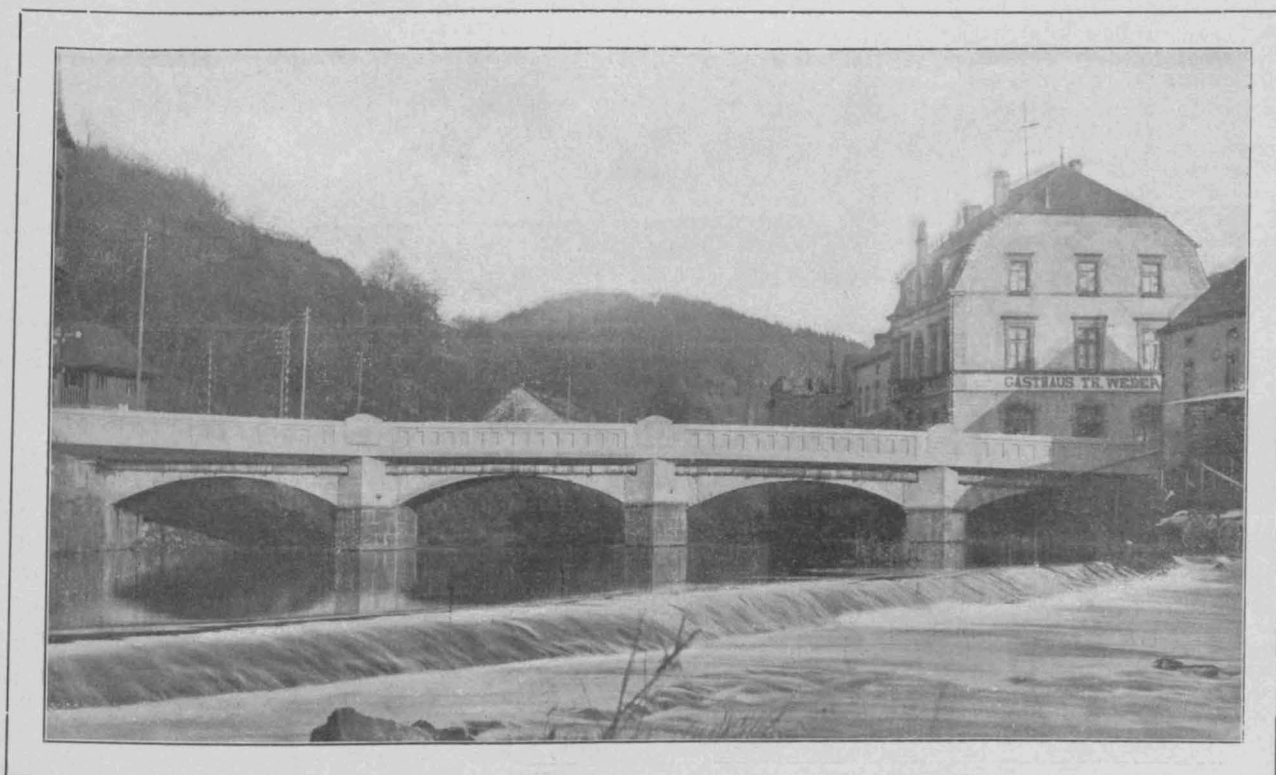
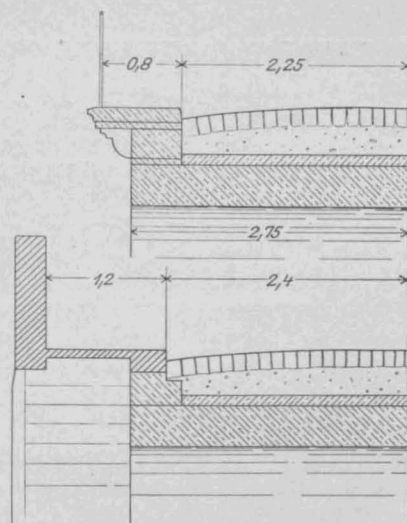


Abbildung 5. Blick gegen die Brücke nach Herstellung der Verbreiterung in Eisenbeton-Konstruktion.



baues, sollte das geschmacklose und schwache schmiedeiserne Geländer einen vorteilhaften Ersatz finden. (Vergl. den Querschnitt der verbreiterten Brücke Abbildung 4). Der Verkehr durfte während des Baues nicht unterbrochen werden. Der Bau einer Notbrücke war ausgeschlossen.

Die Brücke liegt, wie die Abbildungen 2 und 5 a. S. 113 zeigen, in überaus anmutiger Lage im Mittelpunkt des vielbesuchten Kyllburg, der Perle der Südeifel. Diese einzigartige Umgebung verlangte ein vorsichtiges Maßhalten in den Größenverhältnissen und der Gesamtanordnung des Umbaues. Die zur Verfügung stehenden Konstruktionsräume waren recht gering. Diese Schwierigkeiten, die schweren Belastungsannahmen der



rheinischen Provinzialverwaltung — Dampfwalze von 24 t und Menschen-Gedrange von 600 kg/qm und die oben genannten Forderungen wiesen zwingend auf eine Anordnung in Eisenbeton hin. Nach eingehender Bearbeitung aller Möglichkeiten wurde schließlich die Anordnung, wie Abbildung 6, S. 116, in den Einzelheiten erkennen läßt, so getroffen, daß die Fußwege einerseits auf einem 35 cm breiten Randstreifen des Stirnmauerwerkes über den Gewölben, anderseits in dem als durchlaufenden Träger ausgebildeten Geländer aufliegen. Die Geländerträger selbst liegen auf den Pfeilervorköpfen. Die Uebertragung der z. T. sehr hohen Auflagerkräfte findet statt durch eine umschnürte Eisenbetonsäule, die durch

Abbildung 1 (ganz oben). Früherer Brückenquerschnitt. Abbildung 4 (darunter). Querschnitt nach der Verbreiterung.

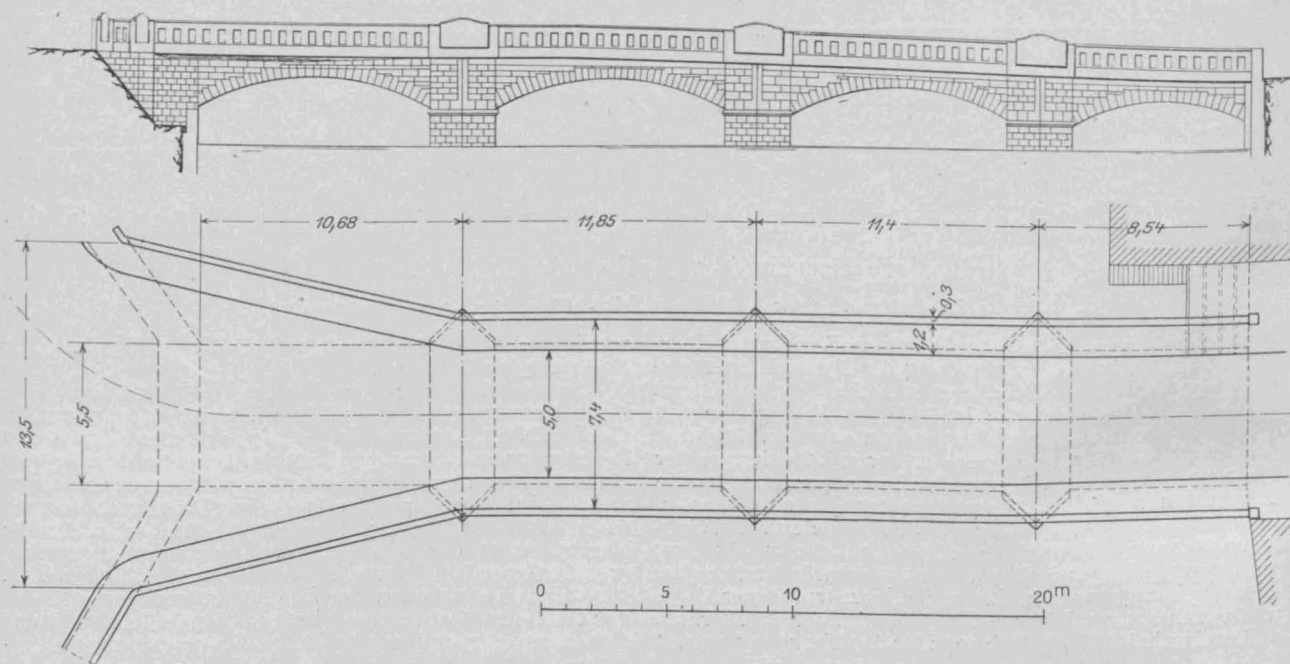


Abbildung 3a und b. Ansicht und Grundriß der Brücke nach der Verbreiterung.



Abbildung 2. Bild der Brücke vor Ausführung der Verbreiterung, nach Sperrung der Bürgersteige.

zahlreiche wagrechte Bügel und einen sehr steif ausgebildeten Fuß befähigt ist, diese Kräfte von der Vorderkante des Pfeilers auf die zurückliegenden Teile zu übertragen.

Die architektonische Lösung der Aufgabe bedient sich, wie Abbildung 2 und 5 erkennen lassen, der einfachsten Formen und rechnet lediglich mit Schattenwirkungen. Besonderes Gewicht wurde darauf gelegt, daß die Bogen als hervorragend tragender Teil nach wie vor in die Erscheinung treten und nicht von der neuen Anordnung verdeckt

werden. Die Aufbauten der Pfeiler erhielten roten Vorsatzbeton in der Farbe des Kyllsandsteines. Beim eigentlichen Geländerbacken wurde im Interesse einer höheren Festigkeit der Vorsatzbeton weggelassen, sodaß hier die graue Farbe des grauen Zementbetons erscheint. Dieser Farbengegensatz wirkt sehr vorteilhaft.

Bauherrin war die Provinzial-Verwaltung der Rheinprovinz. Die Arbeiten sind ausgeführt von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin, Filiale Essen. Die Kosten betrugen 12 000 M. ohne Pflasterung. —

## Versuche zur Ermittlung des Rostschutzes der Eisen-Einlagen im Beton.

**D**ie Möglichkeit, dauerhafte Konstruktionen in Eisenbeton herzustellen, beruht in hohem Maße auf der durch die Erfahrung im Allgemeinen bestätigten Erscheinung, daß allseitig im Beton eingebettetes Eisen vor Rost geschützt ist. Die Bedingungen, unter welchen, dieser Rostschutz gesichert ist, namentlich auch die Frage, ob die zur Betonbereitung verwendeten Zuschläge Einfluß auf den Rostschutz besitzen, sind aber noch nicht nach allen Richtungen hin geklärt. Der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“ hat daher in der Versuchsanstalt in Dresden umfangreiche Versuche anstellen lassen und zwar unter besonderer Berücksichtigung des Schlackenbetons, der in vielen Gegenden Deutschlands in großem Maßstabe verwendet wird, gegen den aber, gerade in Bezug auf den Rostschutz des Eisens, vielfach Bedenken erhoben worden sind. Der Bericht über die Versuche ist niedergelegt im Heft 31 der Veröffentlichungen\*) genannten Ausschusses. Einige Angaben über den Umfang und die Durchführung der interessanten Versuche und ihre wichtigsten Ergebnisse seien nachstehend gemacht:

Die Versuche sollen sich auf folgende Einflüsse erstrecken: 1. Einfluß der zur Betonbereitung benutzten Zuschlagstoffe auf das Rosten der Eiseneinlagen; 2. Einfluß der Oberflächen-Beschaffenheit des Eisens auf die Entstehung und Ausbreitung von Rost und zwar sowohl bei rostfrei eingelegten, wie bereits angerosteten Eiseneinlagen; 3. Einfluß der Plattenstärke und der Ueberdeckung der Eisen durch Beton auf die Entstehung und Ausbreitung von Rost auf den Eiseneinlagen; 4. Einfluß von Rissen im Beton auf die Entstehung und Ausdehnung von Rostbildung, die durch den Einfluß der Atmosphären sowie durch Wechselwirkung von Wasser und Luft verursacht wird; 5. Einfluß wechselnder Belastung der Konstruktionsteile auf die Entstehung und Ausbreitung von Rost auf den Eisen, und zwar unter der wechselnden Einwirkung von Luft und Wasser.

Die Versuche wurden mit 2 Arten von Eisenbeton-Platten von 50 cm Breite vorgenommen: 8 cm starke Platten, 2 m freitragend, mit 4 Eisen von 8 mm Durchm. bewehrt in 1 cm Abstand von Platten-Unterkante (die Eisen in den über die Stützpunkte überstehenden Plattenenden waren durch Papierhüllen beim Einstampfen vom Beton isoliert, also nicht durch denselben geschützt), in je 0,5 m Abstand symmetrisch zur Mitte belastet; ferner 14 cm starke Platten mit 4 Eisen von 10 mm Durchm. in 2 cm Abstand von Platten-Unterkante, sonst wie vor. Es wurden ferner 6 Betonarten verwendet, deren Zusammensetzung, Druckfestigkeit an 20 cm-Würfeln gemessen, und Raumgewicht nachstehend angegeben sind.

Lfd. No.	Zusammensetzung des Betons	Druckfestigkeit nach 28 Tagen	Druckfestigkeit nach 170 Tagen	Raumgew. n. 48 Std.
		kg/qcm		t/cbm
1	1 Raumteil Zement 4 Raumteile Kiessand	167	243	2,24
2	1 Zement 2 Sand 4 Bimskies	112	126	1,70
3	1 Zement 2 granulierten Hochofen-Schlacke 4 Bimskies	93	121	1,61
4	1 Zement 2 granulierten Hochofen-Schlacke 4 Gas-Schlacken-Schotter	92	122	1,90
5	1 Zement 2 granulierten Hochofen-Schlacke 4 Hochofen-Schlacken-Schotter	145	221	2,30
6	1 Zement 4 Lokomotiv-Lösche	109	138	1,56

Es wurden ferner Eisen von verschiedener Oberflächen-Beschaffenheit eingelegt: rostfrei mit Walzhaut;

rostig, aber frei von Blätterrost; blank d. h. von der Walzhaut befreit. Die von Hand gemischte, reichlich feuchte Betonmasse wurde in hölzernen Formkästen eingestampft, bei den 8 cm-Platten in 1 Schicht, bei den 14 cm-Platten in 2 Schichten. Die Körper wurden nach 2 Tagen entformt, nach 5 Tagen von der Form-Grundplatte abgenommen und bis zum Alter von 163 Tagen unter feuchtem Sand im Freien aufbewahrt. Die Parallelproben mit den Druckwürfeln wurden nach 48 Stunden entformt, in feuchten Sand gebettet und nach 28 bzw. 170 Tagen geprüft.

In den Platten wurden zunächst durch stoßfrei wirkende Belastung Risse erzeugt, um der Luft und der Feuchtigkeit den Zutritt zu den Eisen zu erleichtern. Um einer Zerstörung der Platten durch die Belastung vorzubeugen, wurde diese eingestellt, sobald die Platten 10 deutlich sichtbare Risse aufwiesen, bzw. sobald nach der regelmäßig durchgeführten Kontroll-Rechnung die Eisenspannung die Fließgrenze nahezu erreichte. Dann wurden die Platten in Dauer-Versuchseinlagen eingebaut und teils unter ruhender Belastung, teils unter wechselnder Be- und Entlastung gehalten. Bei der ruhenden Belastung kommen 2 Lagerungsarten in Betracht: im Freien gegen Witterungs-Einflüsse geschützt, im Freien allen Witterungs-Einflüssen ausgesetzt. Die wechselnde Belastung erfolgte im geschlossenen Raum mit 2 1/2 Minuten-Wechsel; die so behandelten Platten wurden, um den Zutritt von Wasser und Luft zu den Eisen-Einlagen zu ermöglichen, 10 mal jährlich ohne Unterbrechung der periodischen Be- und Entlastung bis zur halben Höhe in Wasser getaucht. Die Veröffentlichung gibt genauere Auskunft über die Durchführung dieser Versuche und die dazu verwendeten sinnreichen Einrichtungen. Die Versuche sollten zunächst nur auf 1 Jahr ausgedehnt werden, da sich aber dann noch kein wesentlicher Einfluß geltend machte, wurden sie auf 2, schließlich auf etwa 4 Jahre ausgedehnt. Die Lasten, unter denen die Platten gehalten wurden, betrugen in den beiden ersten Jahren etwa 1/3 der Höchstlast, die zur Erzeugung der Risse vorher aufgewendet war, in den beiden letzten Jahren dagegen wurde sie so hoch gewählt, daß die rechnungsmäßige Beanspruchung der Eisen 1000 kg/qcm erreichte.

Die Zahl der untersuchten Platten betrug 108. Es wurde an ihnen in bestimmten Zeiträumen festgestellt: die äußere Beschaffenheit und zwar, ob Ausblühungen am Beton entstanden, ob Rostflecken an den Rißstellen aufgetreten waren, ob die Risse sich erweitert hatten oder neue sichtbare hinzu getreten waren; die Durchbiegung der Platten hinsichtlich Zunahme derselben mit der Dauer der Beanspruchung und die Veränderung der Durchbiegung infolge periodischer Be- und Entlastung. Nach Abschluß der Versuche wurden, abgesehen von den für weitere Sonderversuche bestimmten Platten, die Eiseneinlagen durch vorsichtiges Ausstemmen des Betons freigelegt, und es wurde festgestellt: ob an den mit Walzhaut und blank eingelegten Eisenstäben Rost entstanden war; ob die verrosteten eingelegten Stäbe stärkeren Rost angesetzt hatten oder der Rost verschwunden, d. h. eine Entrostung eingetreten war; ob die in den Betonplatten im Voraus und durch die Dauerbelastungen erzeugten Risse die Entstehung von Rostansatz begünstigt hatten; ob die Porosität des Betons einen Einfluß auf die Rostbildung ausübte; ob schließlich die Art des Betons bzw. der Zuschlagstoffe von Einfluß auf die Rostbildung war. Um den Grad des Rostansatzes an den Eisen-Einlagen zu kennzeichnen, wurde eine Skala nach 6 Graden aufge-

\*) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 31. Versuche zur Ermittlung des Rostschutzes der Eisen-Einlagen im Beton unter besonderer Berücksichtigung des Schlackenbetons. Ausgeführt von der königl. sächsischen Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt zu Dresden i. d. Jahren 1908 und 1914. Bericht erstattet von Geh. Hofrat Ord. Prof. der Techn. Hochschule Dresden H. Scheit, Dir. d. Versuchsanstalt und Dipl.-Ing. a. o. Prof. a. d. Techn. Hochschule Otto Wawrzniok, Adjunkt der Versuchsanstalt unter Mitwirkung von Reg.-Bmstr. Dipl.-Ing. H. Amos, Assistent a. d. Versuchsanstalt, Berlin 1915. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 8 M. —



Alle Platten zeigten an der Unterseite dünnsschichtige Ausblühungen, die teils fest am Beton hafteten und sich dann als hauptsächlich aus kohlensaurem Kalk be-

mit den Rißstellen und der Lage der Eisen - Einlagen zusammen hängen, sondern auf Oxydation der Zuschlagstoffe (Schlacken) zurück zu führen sind, die eingesprengte Roheisenkörner enthielten. Sowohl die unter ruhender, wie die unter wechselnder Last stehenden Platten zeigten Erweiterungen der Risse und Neubildungen solcher. Ein Einfluß der Art des Betons auf diese Riß-

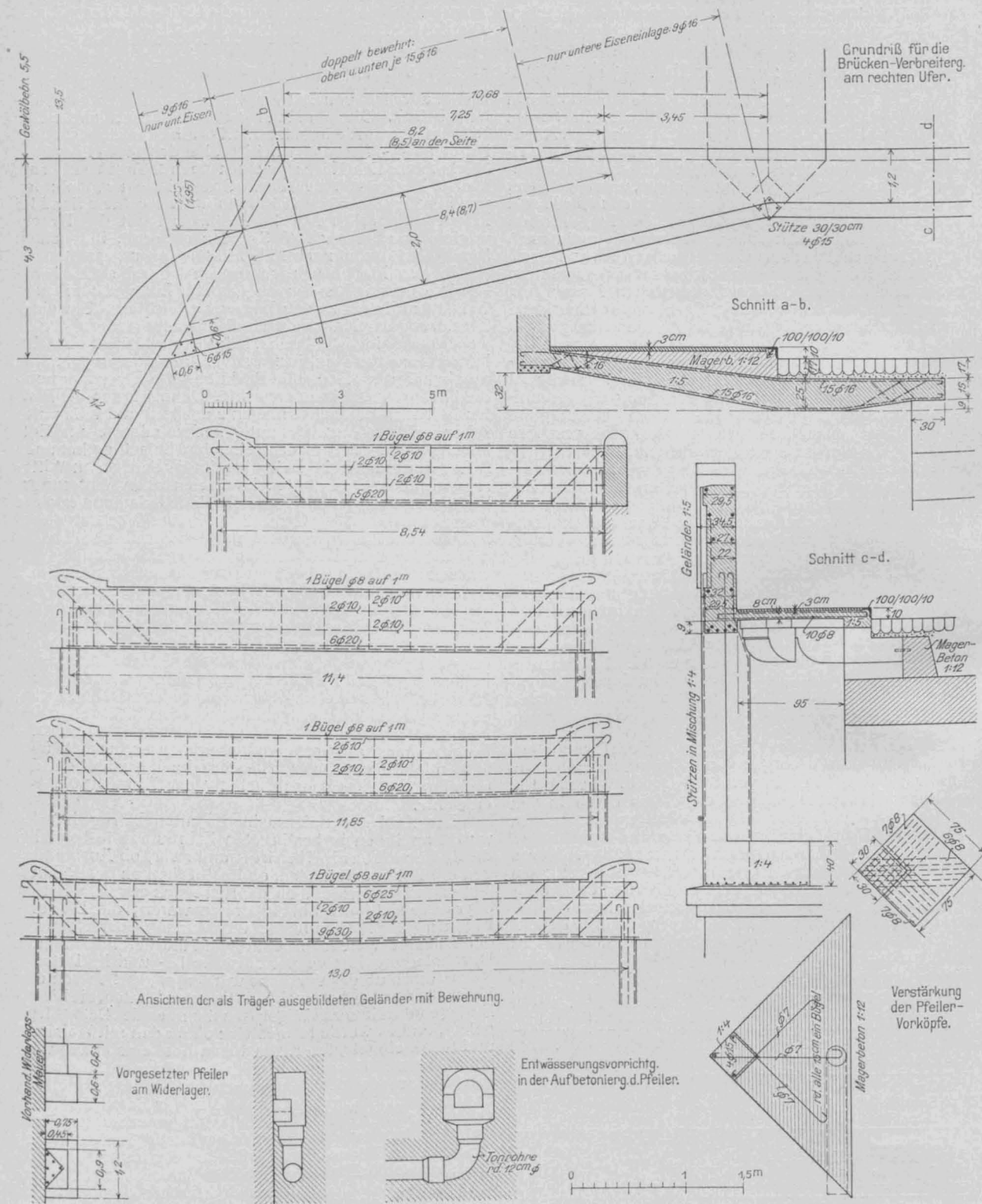


Abbildung 6. Einzelheiten für die Eisenbeton-Konstruktion der Bürgersteig-Auskragung.  
Verbreiterung der Kyllbrücke in Kyllburg.

stehend ergaben, teils nur lose hafteten und dann aus schwefelsaurem Kalk bestanden. Bei den der Witterung und dem Wasser ausgesetzten Platten waren die Ausblühungen verhältnismäßig größer; die schwefelsauren zeigten sich besonders stark an den Platten der Mischung 1 Zement zu 2 granulierten Hochofen-Schlacke, zu 4 Gas-Schlackenschotter. Mit Ausnahme der Platten aus Kies-Beton zeigten alle Platten Rostflecke, die aber nicht

bildung konnte nicht festgestellt werden, wohl aber ein ungünstiger Einfluß der wechselnden Belastung. Die Durchbiegungen nahmen durch die Dauerbelastung zu, wenn auch nur gering, und zwar mehr bei den den Witterungseinflüssen ausgesetzten Platten. Dasselbe gilt von den periodisch be- und entlasteten Platten. Eine Veränderung der elastischen Durchbiegung war aber nicht festzustellen.

Nach  $2\frac{3}{4}$  Jahren wurden die Eisen in den Kiesbeton-Platten der Mischung 1 Zement:4 Kiessand freigelegt, die rostfrei mit Walzhaut eingelegt waren. Die im freien geschützt gelegenen Platten zeigten, während die freien Stabenden natürlich verrostet waren, weder an den vom Beton bedeckten Stellen noch an den Rißstellen Rostspuren, die im freien ungeschützt gelagerten nur an den Rißstellen geringe Rostspuren, die sich beiderseits der Rißstelle nur etwa 5 mm weit verbreitet hatten und stärker auf der Unter- als der Oberseite der Stäbe waren. Etwas stärkeren Rostanflug zeigten die Stäbe an den Rißstellen bei den Platten, die 360 000 Belastungswechsel erfahren hatten und zeitweilig in Wasser getaucht waren. An den Rissen größerer Ausdehnung wurde stärkerer Rost-Ansatz festgestellt. Jedenfalls war die Rostbildung nach  $2\frac{3}{4}$  Jahren durchweg verhältnismäßig geringfügig.

Nach 4 Jahren wurden dann die Platten bis auf einige, die noch 6 Jahre weiter lagern sollten, sämtlich einer genaueren Untersuchung unterzogen. In Bezug auf den Rostschutz zeigten sich dabei Kiesbeton und Beton aus Sand und Bimskies als am günstigsten sowohl für die mit Walzhaut, als verrostet eingelegten Eisen. Die blanken Eisen neigen dagegen in allen Betonmischungen in höherem Maße zum Rosten, als die mit Walzhaut bedeckten. Verrostet eingelegte Eisenstäbe rosteten nur da weiter, wo die Luft und Feuchtigkeit zu ihnen Zutritt fand, nicht aber, wo sie dicht mit Beton umhüllt waren. Ein Entrosten von Eisenstäben durch chemische Vorgänge beim Abbinden des Zementes konnte trotz größter Sorgfalt der Beobachtung nicht festgestellt werden. In dieser Hinsicht stehen also die Versuche im Widerspruch mit Anschauungen, wie sie namentlich von Prof. Rohland in Stuttgart vertreten worden sind. Ein Einfluß der Zuschlagstoffe selbst auf das Rosten der Eisen konnte nicht festgestellt werden\*), dagegen ist die Dichtigkeit des Betons von Einfluß. Poröser Beton begünstigt das Rosten, dichter Beton, vor allem auch die Zementhaut auf den Eisen, verhindern Rosten und Weiterrosten. Die Plattenstärke und die Ueberdeckungsstärke der Eisen durch Beton hat innerhalb der Versuchsgrenzen keine Unterschiede ergeben.

Die Betonrisse begünstigen den Zutritt von Luft und Feuchtigkeit zu den Eisen und daher auch das Rosten, das nach den Versuchen von den Rißstellen ausging und sich je nach der Dichtigkeit des Betons von dort weiter verbreitet. Es ist dabei aber hervor zu heben, daß es sich hier um absichtlich durch Ueberbelastung erzeugte starke Risse handelt. Solche statische Betonrisse sind in den Konstruktionen der Praxis durch entsprechende Dimensionierung zu vermeiden. Bedingung des Rostens ist Luft- und Feuchtigkeit Zutritt. Enthält die Luft Bestandteile, die allgemein das Rosten von Eisen verursachen und begünstigen, so ist der Einfluß natürlich stärker. Ein ungünstigerer Einfluß der Be- und Entlastung gegenüber der ruhenden Last konnte nicht festgestellt werden; die Rostbildung war vielmehr bei den ungeschützt im Freien liegenden Platten bei bei-

den Belastungsarten die gleiche. Es ist aber zu berücksichtigen, daß Belastungswechsel die Rißbildung begünstigen und damit mittelbar die Rostgefahr erhöhen.

Eine sichere Umhüllung der Eisen durch dichten Beton, eine angemessene, genügend starke Querschnittsbildung der Konstruktionsteile ist der beste Schutz gegen Rostbildung und sichert eine lange Dauer der so ausgebildeten Bauwerke. Die 142 Seiten lange, mit zahlreichen

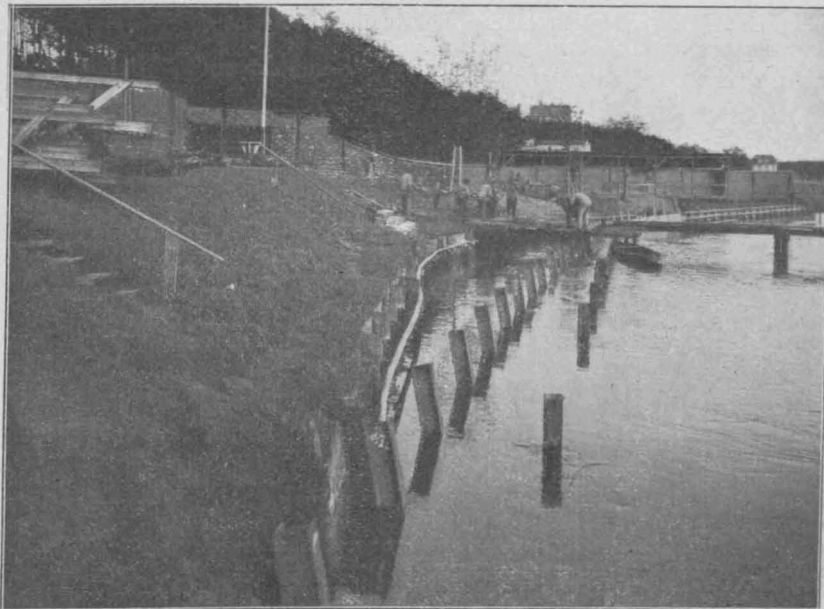


Abbildung 4. Reihe eingerammter Grey-Träger. Uferschutzbauten an der Rednitz.

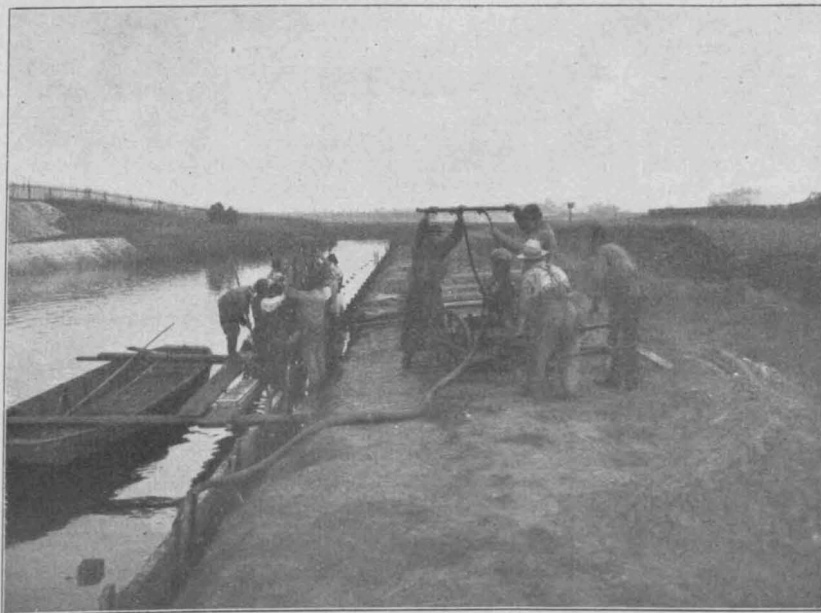


Abbildung 5. Eintreiben der untersten Dielen unter Wasserspülung mit Hydrophor. Uferschutzbauten an der Pegnitz.

Uferdeckwerke aus Eisen und Eisenbeton.

Abbildungen, Diagrammen und Tabellen ausgestattete Schrift gibt für diese Schlußfolgerungen die Belege im Einzelnen und verdient ein sorgfältiges Studium. — Fr. E.

\*) Das entspricht also auch dem Ergebnis der in No. 14 mitgeteilten amerikanischen Versuche mit Kohlenschlacken-Beton. —

### Uferdeckwerke aus Eisen und Eisenbeton.

Von Regierungsbaumeister E. Schrag, städt. Ingenieur in Nürnberg.



Im Flußbau finden allenthalben zur Sicherung von Uferböschungen Bohlenwände, Uferverschalungen, Beschläge usw. Verwendung. Diese Art der Uferbefestigung ist besonders dort angebracht, wo es sich um im Sandboden eingegrabene Flußläufe handelt, in

deren nächster Umgebung kein für Wasserbauten geeignetes Steinmaterial vorhanden ist.

Als Beispiel hierfür können die mittelfränkischen Flüsse gelten, deren Ufer großenteils feinen Sandboden aufweisen. Uferdeckwerke aus Steinpflaster müßten, da im Flußbett selbst eine wasserdichte Herstellung unmög-



lich ist, zur Verhinderung der Ausspülung des feinen Sandes zwischen den Fugen eine hinreichend dicke Unterlage aus Kies oder Schotter erhalten. Da aber beide Materialien in der näheren Umgebung nicht vorhanden sind, würde diese Art des Uferschutzes einen Aufwand erfordern, der zu dem Wert der zu schützenden Grundstücke vielfach in einem Mißverhältnis stünde. Da außerdem der größte Teil des Deckwerkes unter Wasser ausgeführt werden muß, hat sich diese Art des Uferschutzes an den bezeichneten Flüssen nicht eingebürgert. An vielen Stellen ist vielmehr bisher die Ausführung eines Uferschutzes unterblieben, was zur Folge hat, daß diejenigen Flüsse, die größeres Hochwasser führen, und

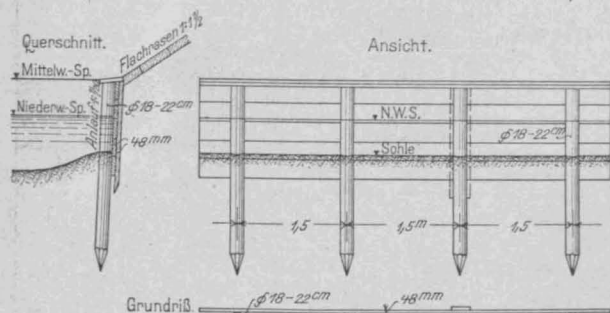


Abbildung 1. Hölzernes Bohlwerk (Beschlächt) üblicher Bauweise.

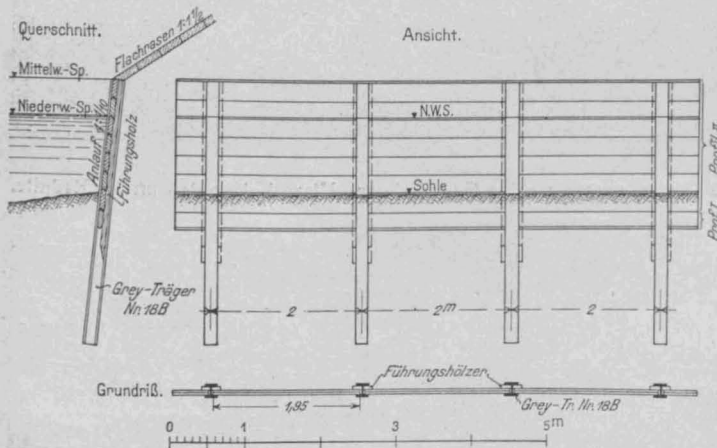


Abbildung 2. Eisenbeton-Bohlwerk, ausgeführt in Nürnberg.

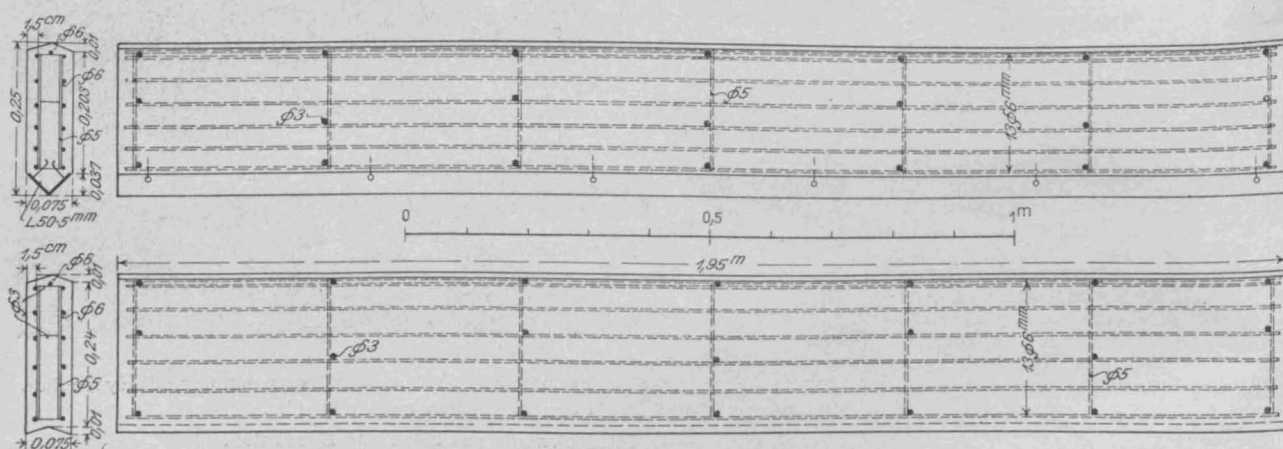


Abbildung 3a und b. Ausbildung der Eisenbeton-Dielen. (Oben die Form der untersten Diele.)

deren Ufer die Mittelwasserlinie wesentlich überragen, viele Bruchstellen aufweisen.

An vereinzelt Orten begegnet man Flechtwerken oder Flechtzäunen, die jedoch, soweit sie nicht bereits der Zerstörung anheimgefallen sind, meist in einem größeren oder geringeren Abstand vom Ufer freistehend angetroffen werden, weil kurze Zeit nach der Herstellung dieser Zäune, die wegen Mangel an geeignetem groben Material mit dem vorhandenen feinen Sand hinterfüllt sind, die Ausspülungsarbeit des Wassers beginnt. Diese Art des Uferschutzes hat sich daher, obwohl sie mehrfach und an verschiedenen Stellen zur Ausführung kam, bisher unter den geschilderten Verhältnissen nicht bewährt.

In der Nähe und innerhalb von Ortschaften, woselbst der Schutz der Ufer teils wegen des höheren Grundstücks-wertes, teils zur Sicherung von Anlagen (Wegen, Gärten usw.) wirksamere Bauten erforderte, hat man daher schon früher zur Herstellung von hölzernen Bohlenwänden oder Beschlächten gegriffen.

Die Ausführung geschieht nach Abbildung 1 in der Weise, daß längs der Uferlinie eine Reihe von Pfählen bis auf Mittelwasserhöhe in einer Entfernung von etwa 1,5 m von einander eingerammt und dahinter Dielen von 5 cm Stärke, in wagrecht liegenden Tafeln von 3 bis 6 m Länge und etwa 1 m Breite zusammengesetzt, soweit eingestoßen werden, daß sie um eine bis zwei Dielenbreiten unter Flußsohle hinunterreichen. Hierauf werden dann nach Bedarf bis Oberkante der eingerammten Pfähle weitere wagrecht liegende Dielen aufgesetzt und mit den Pfählen vernagelt. Eine etwa 30 cm breite Diele oder ein Holm mit trapezförmigem Querschnitt werden auf den gegen den Fluß zu etwas abgeschrägten Pfahlköpfen befestigt, das fertige Beschlächt mit dem vorhandenen Bodenmaterial hinterfüllt von der Abdeckung aufwärts mit 1½ maliger Neigung abgeboischt und mit Flachrasen überdeckt, oder mit einer dünnen Humusschicht belegt und besät. Diese Art des Uferschutzes hat sich, was die Dichtigkeit anbelangt, überall bewährt; dagegen ist der Bestand solcher Holzbauten naturgemäß nur ein kurz begrenzter, da sowohl die Dielen wie auch die Pfähle einer ziemlich raschen Zerstörung durch Fäulnis unterworfen sind. In besonderem Maße schreitet diese Zerstörung inner- und

unterhalb solcher Ortschaften vorwärts, deren Abwässer dem Flusse zugeführt werden. Die Lebensdauer eines solchen Beschlächtes kann im freien Flußwasser auf 10—15 Jahre, in einer durch Abwässer verunreinigten Flußstrecke auf 5—10 Jahre bemessen werden. Die Kosten schwanken je nach der Wassertiefe (0,8—1,5 m) zwischen 17 und 30 M. für 1 m Länge.

Im Stadtbezirke Nürnberg war diese Art von Uferschutz schon seit langer Zeit eingebürgert und hat aus den angeführten Gründen alljährlich erhebliche Kosten für Instandhaltung und Erneuerung erfordert.

Seit zwei Jahren werden nun in Nürnberg nach dem Vorschlage des Verfassers Ufer-Ver-schalungen zur Anwendung gebracht, die eine weitaus größere Lebensdauer versprechen als die bisherigen hölzernen Beschlächte, während sie die Vorteile der letzteren, nämlich rasche Herstellung des Uferschutzes und Dichtigkeit ebenfalls in sich vereinigen. Die Beschlächtform ist beibehalten; die Pfähle bestehen, wie Abbildung 2 zeigt, aus dünnstegi-

gen, breitflanshigen Differdinger-Trägern Prof. 18B; als wagrechte Dielen kommen solche aus Eisenbeton von 1,95 m Länge, 25 cm Breite und 7,5 cm Stärke mit doppel-seitigen Eiseneinlagen zur Verwendung, vergl. Abbildung 3a und b. Zur Erzielung einer dichten Lagerung ist die obere Schmalseite als Grat, die untere als Kehle ausgebildet; die unterste Diele erhält an der unteren Schmalseite ebenfalls einen Grat, sowie eine Bewehrung durch ein gleichschenkliges Winkелеisen. Bei größerer Beanspruchung, d. h. bei höherer Beschlächtwand, müssen die Dielen nach Bedarf absatzweise stärker ausgeführt werden. Das Mischungsverhältnis wurde 1 : 2 : 3 gewählt, wobei 2 Teile reiner Quarzsand und 3 Teile Basaltgrus

von 5 bis 15 mm Korngröße verwendet wurden.

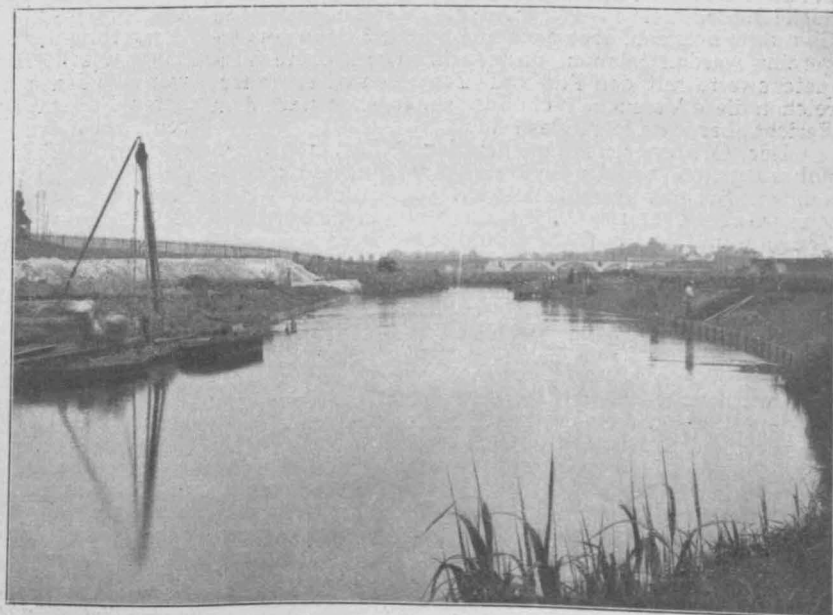
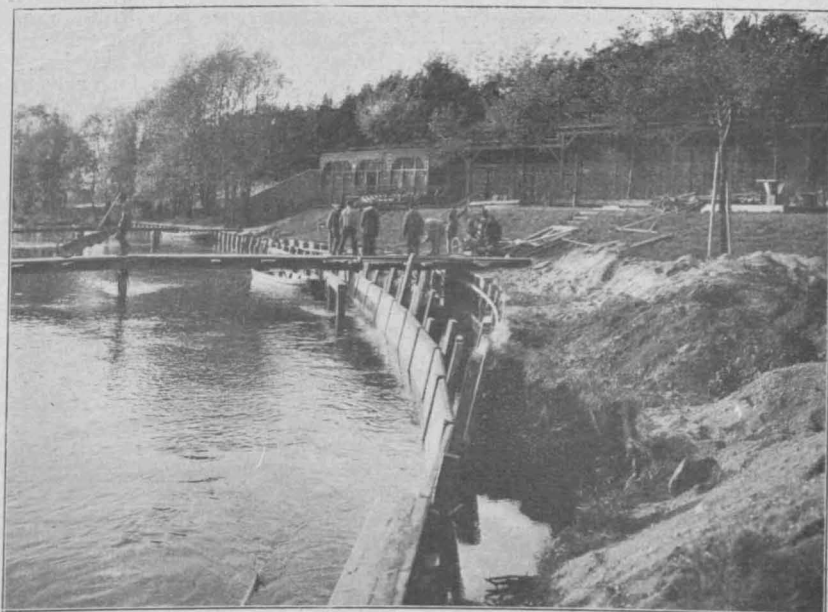
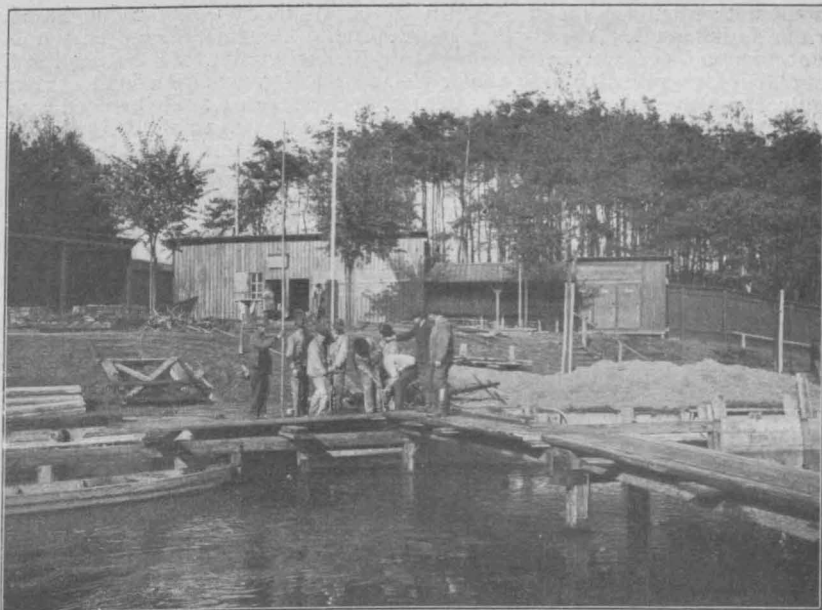
Die Herstellungsweise unter Wasser gestaltet sich einfach. Nachdem die Träger längs der geplanten Uferlinie in 2 m Abstand von einander mit entsprechendem Anlauf eingerammt sind (Abb. 4, S. 117), wird die unterste Diele versenkt. Zu ihrer Führung bedient man sich zweckmäßig zweier Kanthölzer oder Dielen, die zwischen der Rückenfläche der Eisenbetondielen und den hinteren Trägerflanschen eingestoßen werden. Gewöhnlich wird dann sofort die zweite Diele aufgelegt und auf diese ein hölzernes Rammgesperre gesetzt, dessen unterer ausgekehelter Riegel auf den Dielengrat paßt. Nun beginnt das Eintreiben der Dielen unter Wasserspülung (Abb. 5, S. 117), wozu hier ein Hydrophor Verwendung fand, dessen Speisewasser aus dem Fluß entnommen wurde. Auf diese Weise gelang es an einzelnen Stellen, wo selbst später eine Sohlenabsenkung zu erwarten war, bis zu drei Dielen unter die Flußsohle zu bringen, wobei der Hydrophor es ermöglichte, Steine, die sich als Hindernisse darstellten, durch Ausspülung unter Zuhilfenahme von Greifzangen zu beseitigen. Ist die Einbringung der untersten Dielen erfolgt, so werden die übrigen nach einander eingelassen (Abbildung 6), bis die Trägeroberkante erreicht ist (Abbildung 7). Die Wand wird nach ihrer Fertigstellung hinterfüllt, soweit sie außer Wasser erfolgt, gestampft und darauf werden die Führungshölzer beseitigt (Abbildung 8).

In dieser Weise wurden hier seit dem Jahre 1913 mehrfach Uferschutz-Anlagen bei 1—2,5 m Wassertiefe und 1,25—3 m Wandhöhe ausgeführt. Der Preis für das lfdm Länge schwankte dabei zwischen 35 und 74 M. einschl. Material, Rüstung, Stellung und Abnutzung der Werkzeuge und Eisen-Anstrich, dagegen ohne Hinterfüllungs- und Planierungsarbeiten. Besteht die Möglichkeit, das Einsetzen der untersten Dielen im Trockenen vorzunehmen, so verringern sich die angegebenen Kosten um 5—15 M. für das lfdm Beschlächtlänge.

Gegenwärtig werden nun Uferbeschlächte der geschilderten Konstruktion in großer Ausdehnung bei der Ausführung der Hochwasserschutz-Anlagen in Nürnberg durch das kgl. Neubauamt angewendet. —

### Vermischtes.

Ueber Prüfungen von Portland-Zement durch das Material-Prüfungs-Amt Berlin-Lichterfelde im Jahre 1913 berichtet in Heft 1 Jahrg. 1915 der „Mitteilungen“ dieses Amtes der ständige Mitarbeiter an der Abteilung 2 für Baumaterial-Prüfung H. Burchartz. Es handelt sich um 101 Portland-Zemente, die im Auftrage von Fabriken und Abnehmern untersucht worden sind. Soweit es sich um Festigkeitszahlen handelt, sind die mitgeteilten Zahlen das Ergebnis von je 10 Einzelversuchen. Die gefundenen Zahlen werden vielfach in Vergleich ge-



Abbildg. 6. Uferschutzbauten a. d. Rednitz.  
Einlassen der Eisenbeton-Dielen.

Abbildung 7 desgl. Fertig eingesetzte  
Beschlächtwand.

Abbildg. 8. Uferschutzbauten a. d. Pegnitz.  
Rechts fertig gestellte Wand.

Uferdeckwerke aus Eisen und Eisenbeton.



stellt mit denjenigen, die im gleichen Jahre im Laboratorium Karlshorst des „Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten“ bei den Vereinszementen gefunden worden sind. Die Uebereinstimmung beider Werte ist i. Allg. eine gute. Es seien nachstehend einige der Angaben mitgeteilt:

Das Raumgewicht betrug bei eingelaufenem Zement 1,05—1,25 kg/l, i. M. 1,14, das des eingerüttelten i. M. 1,93. Das spezif. Gewicht des lufttrockenen Zementes war 3,05—3,15, i. M. 3,1, dasjenige des geglähten i. M. 3,24. Die Werte sind für beide Gewichte durchschnittlich etwas höher als die in Karlshorst gefundenen. Die Glühverluste zeigten sich ziemlich gleichmäßig zu i. M. 2,56 und stimmen mit den Karlshorster Werten fast überein. Der Wasserbedarf zur Erzeugung der Normalsteife war i. M. 25,3%. Die Abbindezeit lag bei den meisten Zementen zwischen 8 und 12, der Erhärtungsanfang zwischen 2 und 6 Stunden. Die Mahlfineinheit erwies sich als sehr gleichmäßig und stimmte gut überein mit den Karlshorster Versuchen. Bei der Mehrzahl lag der Rückstand auf dem 900-Maschensieb zwischen 0 und 1%, i. M. 0,6%. Größere Unterschiede ergaben sich auf dem 5000-Maschensieb. I. M. ergaben sich 14,5% gegen 15,4% im Vorjahre. Auf chemische Zusammensetzung wurden 27 Portland-Zemente geprüft. Die Einzelwerte liegen in den Grenzen, wie sie auch in Karlshorst bei den Vereins-Zementen gefunden worden sind.

Für die Festigkeits-Eigenschaften fanden sich folgende Ergebnisse: die Zugfestigkeit des Normen-Mörtels bei Wasserlagerung bewegte sich bei der Mehrzahl der Proben zwischen 15—25 kg/qcm, im Durchschnitt 22,1 kg/qcm, überschritt also die verlangte Normen-Festigkeit von 12 kg/qcm erheblich. Die 28-Tagefestigkeit lag in der Mehrzahl der Fälle zwischen 25—30 kg/qcm, i. M. auf 28,7. Die bezüglichen Festigkeiten im Vorjahr waren 20,3 bzw. 26,6, es ist also wieder eine Zunahme zu verzeichnen. Die Druckfestigkeit des Normenmörtels bei Wasserlagerung zeigte für die 7-Tagefestigkeit erhebliche Schwankungen. Sie geht von 200 bis über 350 kg/qcm und betrug i. M. 234 kg/qcm. (Nur 2 Zemente genügten den Normen nicht.) Noch größer sind die Schwankungen bei der 28-Tagefestigkeit, die zwischen 200 und 500 kg/qcm, i. M. auf 327 lag. (Von 84 Zementen genügten nur 4 den Normen nicht.) Auch bei der kombinierten Lagerung ergaben sich sehr schwankende Werte für die Druckfestigkeit. Der Durchschnitt war 384 kg/qcm, ein Zement zeigte 582 kg/qcm. (Von 93 Zementen genügten 4 den Normen nicht.) Im Betriebsjahr 1912 waren die mittleren Druckfestigkeiten bei 7 Tage Wasserlagerung 217, für 28 Tage 311, für die Normal-Luftlagerung 359, also durchweg geringer. Das Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit ergab sich im Allgemeinen sehr gleichmäßig zu 10,7. Die Festigkeitszunahme bei Wasserlagerung war für die Normenmörtel von 7 und 28 Tagen von unter 20—60%, i. M. 28% für die Zugfestigkeit, 43% für die Druckfestigkeit. Die in Karlshorst gefundenen Festigkeitszahlen weichen nicht wesentlich ab; das Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit war dort fast das gleiche, ebenso die Festigkeitszunahme von 7 auf 28 Tage.

Außer den Portland-Zementen wurden auch 22 Eisen-Portland-Zemente, 27 Hochofen-Zemente und 20 hydraulische Bindemittel besonderer Art, die zwar zementartigen Charakter besitzen, aber doch nicht in die 3 Gruppen eingereiht werden können, untersucht. Um sichere Vergleichswerte mit den Portland-Zementen zu gewinnen, reichen diese Versuche nicht aus, sie ergeben nach dem Bericht aber etwa folgendes Bild:

Der Glühverlust ist bei den 3 Zementgruppen nahezu gleich, bei den hydraulischen Bindemitteln besonderer Art aber wesentlich höher. Was die chemische Zusammensetzung anbetrifft, so zeigen die Portland-Zemente und hydraulischen Bindemittel besonderer Art etwa gleichen Kieselsäuregehalt, die Eisen-Portland-Zemente etwas mehr, die Hochofen-Zemente den höchsten. Ebenso verhält es sich mit dem Gehalt an Tonerde und Eisenoxyd, während bezüglich des Kalkgehaltes die Reihenfolge umgekehrt ist. Der Gehalt an Magnesia nicht Schwefelsäure-Anhydrid war bei allen Gruppen nicht wesentlich verschieden; der Gehalt an Sulfid Schwefel beim Portland-Zement am geringsten, beim Hochofen-Zement am höchsten. Der hydraulische Modul ist am höchsten beim Portland-Zement, am niedrigsten beim Hochofen-Zement. Das spezif. Gewicht (lufttrocken) zeigt nur für die hydraulischen Bindemittel besonderer Art eine wesentliche Abweichung nach unten. An Wasser zur Erzielung der Normalsteife brauchen nur die letzteren beträchtlich mehr. Die Mahlung ist bei diesen auch etwas gröber. Auf dem 5000-Maschensieb zeigt der Hochofen-Zement den geringsten Rückstand. Bezüglich der Festigkeits-Eigenschaften sei nur auf die auffallend

hohe Zunahme in der Festigkeit von 7—28 Tagen bei den Eisen-Portland- und Hochofen-Zementen hingewiesen. Sie betrug für Druck 57 bzw. 64%, gegenüber 43% der Portland-Zemente. Die Festigkeiten der Hochofen-Zemente blieben namentlich hinsichtlich des Druckes erheblich hinter den beiden anderen Zementen zurück.

Den Mitteilungen sind umfangreiche Zahlentabellen der gefundenen Einzelwerte und Vergleichstabellen beigegeben. —

Die Anwendung des Eisenbetons für Lawinen- und Steinschlag-Schutzgalerien wird in einer Veröffentlichung der „Allgemeinen Bauzeitung“, Jahrg. 1915 Heft 2, die sich mit den „Lawinen- und Steinschlaggefahren und den Mitteln zu ihrer Bekämpfung“ befaßt und sich namentlich auf Erfahrungen an der Arlberg-Bahn stützt, besonders für ganz schwere Konstruktionen empfohlen, die in Eisenbeton sich den in Stein gewölbten überlegen zeigen. Als leichte Konstruktion kommen Holzdächer in Betracht, die jedoch den Nachteil besitzen, daß das Holz der Fäulnis unterworfen ist. Sie genügen selbstverständlich in ihrer Standsicherheit nur in Fällen, in denen es sich um Steinschlag im gebräuchlichen Sinne des Wortes handelt, nicht aber darum, den Absturz größerer Felsblöcke aufzuhalten. In Bruchstein gewölbte Konstruktionen kamen früher als schwere Typen ausschließlich in Betracht, meist mit starker Ueberschüttung. Sie besitzen aber gegenüber Eisenbeton-Konstruktionen den Nachteil, daß sie größeren einseitigen Belastungen, wie sie bei schweren Steinschlägen vorkommen, nicht in dem Maße gewachsen sind, wie die monolithischen Eisenbeton-Konstruktionen. Den Holzkonstruktionen kommen an Leichtigkeit und in den Kosten am nächsten mit Rund-Eisen bewehrte Eisenbetonplatten, die aber schon deswegen doch schwerer ausfallen müssen, als der spröde Beton gegenüber dem Stoß von Steinschlag eines Schutzes durch Erdüberschüttung bedarf. Außerdem bedürfen diese kontinuierlich wirkenden Konstruktionen talseitig einer sichereren Unterstützung und Gründung, um schädliche Setzungen zu vermeiden, als das bei Holz der Fall ist. Wählt man als Deckenkonstruktion eine Betondecke, in welche kräftige Walzträger in geringen Abständen eingebettet sind, und bringt eine kräftige Erdschüttung darüber, so lassen sich Konstruktionen herstellen, die selbst sehr schweren Angriffen gewachsen sind. Es wird das Beispiel einer solchen Decke durchgerechnet, bei welcher 50 cm hohe I-Träger in 50 cm Abstand in Beton eingebettet sind und die Decke i. M. der lichten Spannweite von 4,8 m (1 Gleis) noch 2,5 m stark mit Erde überschüttet ist. Eine solche Decke hat etwa ein Eigengewicht von 7,5 t/qm und wird nach der durchgeführten Berechnung durch einen von 25 m Höhe herab stürzenden Felsblock von 2 m Durchmesser und 90 t Gewicht mit 22,5 t/qm belastet. Die Walzträger würden in diesem Falle allerdings bis rd. 1770 kg/qcm beansprucht, die Decke würde aber im Stande sein, auch diesem gewaltigen Stoß zu widerstehen. Als Ueberschüttungsmaterial wird ein schotterartiges empfohlen, das die Kraft des Stoßes besonders stark abschwächt und den abstürzenden Felsblock nicht so tief eindringen läßt, wie mehr erdiges Material. Die Herstellung von Doppeldecken, bei welchen die obere den Stoß der fallenden Masse aufnehmen soll, während die untere die Bahn bei etwaiger Zerstörung der oberen Decke gegen herabfallende Trümmer zu schützen hat, wird nicht empfohlen. Dagegen wäre die Frage zu untersuchen, ob nicht eine obere Eisenbeton-Abdeckung über der starken Schüttung der unteren, tragenden Decke durch günstige Druckverteilung und großen Stoßverlust vorteilhaft wäre.

Bezüglich der Ausbildung der Eisenbetonplatten mit Rundeisen-Bewehrung wird für den vorliegenden Zweck den kreuzweise bewehrten Platten vor den Rippenplatten wegen der einfachen Herstellung und der massigeren Ausbildung, die gegenüber der Stoßwirkung von Nutzen ist, der Vorzug gegeben. Statt der Platten können natürlich auch bewehrte Beton Gewölbe in Frage kommen.

Es werden Beispiele der verschiedenen Ausführungsweisen an der Arlberg-Bahn und den neuen österreichischen Bahnen mitgeteilt. —

Die alte Kettenbrücke über die Eger in Elbogen in Böhmen, die in den Jahren 1836—38 erbaut wurde, ist derartig baufällig, daß ein vollständiger Umbau in nächster Zeit erforderlich wird. Dem Vernehmen nach ist ein Neubau in Eisenbeton in Aussicht genommen, da die Pfeiler auch für eine anders geformte Eisenkonstruktion nicht mehr tragfähig genug sein würden. —

Inhalt: Verbreiterung der Kyllbrücke in Kyllburg. — Versuche zur Ermittlung des Rostschutzes der Eisen-Einlagen im Beton. — Uferdeckwerke aus Eisen und Eisenbeton. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

NO 16.

### Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn.

Von H. Dürr, Ober-Ingenieur der Firma Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Straßburg i. E.

(Fortsetzung aus Nr. 14.)



Die Hochbahn besteht aus verschiedenen Rahmengruppen, die durch Trennungsfugen von einander unabhängig sind. Ebenso sind die an die Saar- und Gleis-Ueberführung anschließenden Hochbahnstrecken von diesen durch Fugen getrennt. Die Fahrbahnplatte ist zur Aufnahme des Schotterbettes muldenförmig ausgebildet und krägt nach beiden Seiten als Fußsteg 1<sup>m</sup> weit aus. Die Fahrbahnträger bilden mit den Stützen einen kontinuierlichen, mehrstieligen Rahmen. Bei der Vollspurbahn sind diese Stützen als doppelstielige Joche ausgeführt, Abbildung 5, S. 109 in No. 14. Bei der Schmalspurbahnstrecke dagegen, die auf der rechten Saarseite von der Gleis-Brücke abzweigt, wurden wegen Platzmangel zwischen den Gleisen einstielige Joche, Abbildung 6 in No. 14 gewählt.

Die im Vorflut-Gelände stehenden Joche auf der linken Saarseite sind vollwandig ausgeführt und in die Richtung des Stromes gestellt, sodaß sie zum Teil mit den Fahrbahnträgern einen spitzen Winkel bilden und dadurch die ganze Konstruktion nicht unerheblich verwickelter gestalteten. Abb. 7 in No. 14 zeigt die vollwandigen Pfeiler der Hochbahn im Vorflutgelände, während Abbildung 8 den Anschluß der Hochbahn an die Strombrücke erkennen läßt. Abbildungen 9a—c, S. 124, zeigen die Einzelheiten der Bewehrung der Hochbahnstrecke für Vollspurbahn, Rahmengruppe 1, und Abbildgn. 10a—c, S. 125, diejenigen der Hoch-

bahnstrecke für die Schmalspurbahn. Zwischen Rahmengruppe 2 und 3 ist ein Stahlgußgelenk vorgesehen derart, daß der Endträger des Rahmens 2 von 15,25<sup>m</sup> Länge von einem Kragarm des Rahmens 3 von 4,25<sup>m</sup> Ausladung getragen wird. Ebenso wurden, um klare Kräftewirkungen zu erhalten, sämtliche Endträger der Hochbahn mittels Stahlgußlagern auf den Stützmauern und dem Kohlenbunker aufgelagert. Aus Abbild. 11 a und b, S. 125, geht die Anordnung des Gelenkes zwischen Rahmengruppe 2 und 3 hervor. Aus dieser Abbildung und den zugehörigen Schnitten sind auch die Einzelheiten der Bewehrung des Kragarmes zu ersehen. Besonders erwähnt soll hier noch werden, daß bei der Betonierung des Krag- und Schleppträgers auf eine Länge von 2<sup>m</sup> links und rechts vom Gelenk ein Beton im Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement, 1½ Teilen Rheinsand und 2 Teilen Basalt verwandt wurde.

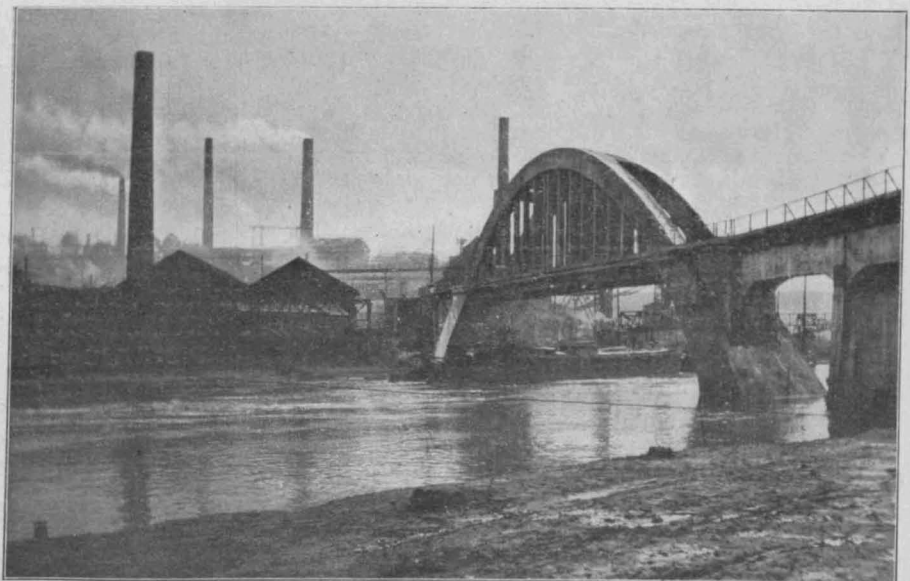


Abbildung 8. Ansicht der Strombrücke mit Blick gegen die Hütte.





ber die statische Berechnung der Strom-Brücke und der anschließenden Hochbahnen sei nachstehend der allgemeine Gang der Rechnung mitgeteilt:

#### Belastungsannahmen.

1. Ständige Belastung. Angenommen wurden die folgenden Eigengewichte: Für 1 cbm Eisenbeton 2,4 t, für 1 cbm Stampfbeton 2,2 t, für 1 cbm Schotterbett mit Schwelle 1,8 t, für 1 lfdm Schiene 0,05 t, für 1 cbm Erde 1,6 t.

2. Als Verkehrslasten wurden angenommen: für die Vollspurbahn das Lastenschema nach Abbildung 12,

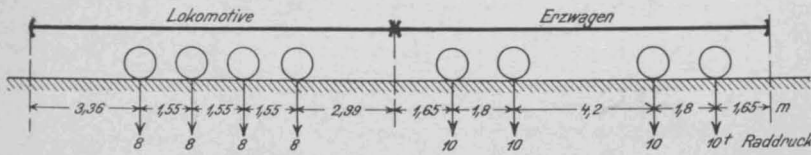


Abbildung 12. Lastenschema für die Vollspurbahn.

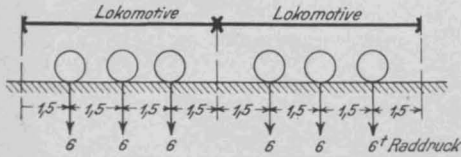


Abbildung 13. Lastenschema für die Schmalspurbahn.

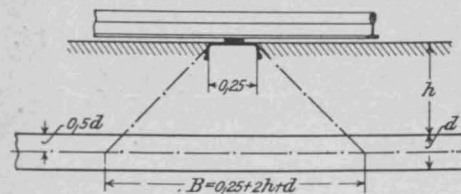


Abbildung 14. Lastverteilung auf die Fahrbahn.

für die Schmalspurbahn das Lastenschema nach Abbildung 13.

Der Berechnung der Fahrbahn wird eine Lastverteilung unter 45° bis zur Mitte der Fahrbahnplatte zugrunde gelegt (s. Abbildung 14). Außerdem sind für Menschen-Gedränge auf den Fußstegen 250 kg/qm und als Winddruck für die unbelastete Brücke 250 kg/qm und für die belastete Brücke 150 kg/qm, unter der Annahme eines 3 m hohen Verkehrsbandes, in die Rechnung eingesetzt.

3. Temperatur. Der Einfluß der Temperaturschwankungen wird mit einem Wärmeunterschied von  $\pm 15^\circ \text{C}$  bei einem Ausdehnungs-Koeffizienten  $\alpha = 0,00001$  berücksichtigt.

4. Die Bremskraft. Die Bremskraft kommt nur bei der Berechnung der Hochbahn-Rahmengruppen in Frage und wird, in der Balkenachse wirkend, mit  $\frac{1}{7}$  der Zuglasten eingeführt.

#### Zulässige Beanspruchung.

Für die Fahrbahn-Konstruktion wurde, um die Stoßwirkungen der Eisenbahn-Fahrzeuge zu berücksichtigen, nur eine Höchstbeanspruchung des Eisenbetons von  $\sigma_b = 30 \text{ kg/qcm}$  und für die Eisenbewehrung eine Zugspannung von  $\sigma_e = 750 \text{ kg/qcm}$  zugelassen.

Um Rißbildungen unter allen Umständen zu vermeiden und dadurch ein Rosten der Eiseneinlagen bei der vorhandenen Raucheinwirkung zu verhindern, erhielten alle Bauteile derartige Abmessungen, daß nirgends die Betonzugspannung  $\sigma_{bz} = 24 \text{ kg/qcm}$  überschritten wird. Außerdem sind die von den Schubspannungen erzeugten schiefen Zugkräfte ganz durch abgebogene Eisen und Bügel aufgenommen. Als zulässige Bodenpressung sind für den vorhandenen Lehm Boden 1,5 kg/qcm und für den tiefer anstehenden Schieferfelsen 6 kg/qcm angenommen.

#### Rechnungsmethoden für die Bogenbrücke über die Saar.

##### a. Fahrbahn.

Fahrbahnplatte. Diese wird gemäß den ministeriellen Vorschriften als durchlaufender Balken berechnet.

Ständige Belastung:

$$\text{Eisenbetonplatte } 0,17 \cdot 1,00^2 \cdot 2,40 = 0,408 \text{ t/qm}$$

$$\text{Schotterbett } 0,57 \cdot 1,00^2 \cdot 1,80 = 1,026 \text{ t/qm}$$

$$\text{Gesamtgewicht für 1 qm} = 1,434 \text{ t/qm}$$

Zur Ermittlung der Momente für Eigengewicht kamen die Winkler'schen Tabellen für kontinuierliche Träger zur

Verwendung. Die sich aus der Verkehrslast ergebenden Momente wurden nach den Tabellen von Griot ermittelt.<sup>1)</sup>

Für eine Mittelöffnung ergaben sich:

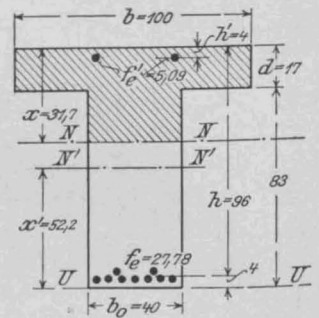
$$M_p = 0,540 \text{ (Verkehr)}$$

$$M_g = 0,073 \text{ (Eigengewicht)}$$

$$\text{Gesamtmoment} = 0,613 \text{ mt.}$$

Mit Rücksicht auf die Stöße durch die schweren Verkehrslasten wurde die Plattenstärke  $d = 17 \text{ cm}$  gewählt. Als Bewehrung kamen 4 Rundeisen von 10 mm Durchm. und 4 Rundeisen von 12 mm Durchm. mit  $f_e = 7,66 \text{ qcm}$  Querschnitt zur Ausführung.

Abbildung 15. Bestimmung der neutralen Achse der Querträger.



Querträger: Für die Berechnung der Querträger ist der Abstand von Mitte bis Mitte Hängestange als theoretische Stützweite angenommen. Die Ermittlung der Momente erfolgte wie bei frei aufliegenden Trägern auf 2 Stützen. Danach ergaben sich die in Abbildung 3b in No. 14 graphisch aufgetragenen Momente. Die Staffellinie zeigt die Anpassung der Bewehrung an die Maximalmomente. Nach Abbildung 15 wurde die Lage der neutralen Achse mit Hilfe der quadratischen Gleichung

$$b_0 \cdot x^2 + 2 \cdot x [d(b-b_0) + n(f_e' + f_e'')] = d^2(b-b_0) + 2 \cdot n(f_e' \cdot h + f_e'' \cdot h')$$

$$\text{ermittelt.}^{2)}$$

Hiernach wird  $x = 31,7 \text{ cm}$ . Bedeutet  $M$  das größte auftretende Biegemoment  $M = 3072000 \text{ kgcm}$  und  $J$  das Trägheitsmoment des modifizierten Querschnittes in Bezug auf die Achse  $NN = 4020000 \text{ cm}^4$ , so wird

$$\sigma_b = \frac{x \cdot M}{J} = \frac{31,7 \cdot 3072000}{4020000} \approx 24,2 \text{ kg/qcm und}$$

$$\sigma_e = \frac{n \cdot M}{J} \cdot (h - x) = \frac{15 \cdot 3072000}{4020000} \cdot 64,3 \approx 740 \text{ kg/qcm.}$$

Unter Berücksichtigung der Zugspannung des Betons ermittelt sich die Lage der neutralen Achse, bezogen auf die Achse  $UU$ , aus

$$x' = \frac{\text{Stat. Moment (bezogen auf die Achse } UU)}{\text{Fläche}}$$

$$= \frac{303526}{5813} = 52,2 \text{ cm}$$

und das Trägheitsmoment bezogen auf die  $NN$ -Achse bei Berücksichtigung des ganzen Querschnittes berechnet sich zu  $J' = 6765000 \text{ cm}^4$ ; hiernach wird

$$\sigma_{bz} = \frac{3072000 \cdot 52,2}{6765000} = 23,7 \text{ kg/qcm.}$$

Längsträger. Die Fahrbahnlängsträger werden wie die Fahrbahnplatte als durchlaufende Träger aufgefaßt und wie diese berechnet.

##### b. Hängestangen.

Diese bekommen eine Belastung durch

Eigengewicht von 29,65 t,

aus Verkehrslast 15,30 t

Gesamtbelastung 44,95 t.

Als Eisenbewehrung wurden 6 Rundeisen von 32 mm Durchmess. und 2 Rundeisen von 30 mm Durchmess. mit  $f_e = 62,40 \text{ qcm}$  gewählt, sodaß die größte Beanspruchung ohne Berücksichtigung der Betonzugspannung

$$\sigma_e = \frac{44950}{62,4} = 720 \text{ kg/qcm beträgt.}$$

##### c. Bogentragrippen.

Die Berechnung der Bogentragrippen erfolgte nach dem Prinzip der eingespannten Bögen auf Grund der Elastizitätstheorie nach dem Verfahren von Prof. Dr.-Ing. Mörsch.<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup> Gustav Griot, Interpolierbare Tabellen zum raschen Auftragen der Einflußlinien für Momente und Schwerkkräfte, Druck und Verlag von Schulthess & Cie. in Zürich.

<sup>2)</sup> Vergl. Prof. Dr.-Ing. Mörsch „Der Eisenbetonbau“, IV. Aufl., S. 211.

<sup>3)</sup> „Schweiz. Bauzeitung“ Jahrgang 1906 No. 7 und 8.

Um eine klare Kräftewirkung im Bogen zu erhalten und Nebenspannungen durch die Ausdehnung der Fahrbahnplatte im Bogen zu verhindern, ist die Fahrbahnplatte in der Mitte durch eine Fuge getrennt. Die Lamellenteilung ist durch die Hängestangen bestimmt, sodaß zwischen zwei Hängestangen jeweils ein elastisches Element angenommen wurde. Die Doppelhängestange in der Mitte wurde dabei als Einzelhängestange betrachtet. Am Kämpfer, wo die Teilung durch Hängestangenschnitte nicht mehr stattfindet, ist der Uebergang der Betontragrippe in das volle Widerlager für die Teilung maßgebend. Die Bogen-Achse erhält die Form der Stützlinie für Eigengewichte.

Bezeichnet man die elastischen Gewichte der Lamellen mit  $w = \frac{s}{J}$ , wobei  $s = \text{Länge der Lamellen}$  und  $J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \text{Trägheitsmoment des mittleren Lamellen-Querschnittes}$  bedeutet, so entspricht der Ursprung des Koordinatensystemes  $o$  dem Schwerpunkt der elastischen Gewichte  $w$  und es wird nach Abb. 16  $y_s = \frac{\sum w \cdot y'}{\sum w}$ .

Für die Annahme dieses Koordinaten-Ursprunges gelten nun die Formeln:

$$H = \frac{\int \frac{M_o \cdot y}{J} \cdot ds + E \cdot a \cdot \tau \cdot l}{\int \frac{y^2 \cdot ds}{J} + \int \frac{ds}{F}} = \frac{\int M_o \cdot dw \cdot y + E \cdot a \cdot \tau \cdot l}{\int dw \cdot y^2 + \int \frac{ds}{F}} = \frac{\sum M_o \cdot w y + E \cdot a \cdot \tau \cdot l}{\sum y \cdot w y + \sum \frac{s}{F}}$$

$$V = \frac{\int \frac{M_o \cdot ds \cdot x}{J}}{\int \frac{x^2 \cdot ds}{J}} = \frac{\int M_o \cdot dw \cdot x}{\int dw \cdot x^2} = \frac{\sum M_o \cdot w x}{\sum x \cdot w x}$$

$$M = \frac{\int \frac{M_o \cdot ds}{J}}{\int \frac{ds}{J}} = \frac{\int M_o \cdot dw}{\int dw} = \frac{\sum M_o \cdot w}{\sum w}$$

hierin ist  $w y = w \cdot y$ ,  $w x = w \cdot x$ .

Zur Ermittlung der Einflußlinien für  $H$ ,  $V$  und  $M$  denken wir uns nur eine einzige Kraft  $P=1$  mit der Abszisse  $a$  am Bogen und es wird für  $x < a$   $M_o = -1(a-x)$  und danach

$$\frac{\sum M_o \cdot w y}{\sum y \cdot w y + \sum \frac{s}{F}} = \frac{-\sum_a w y \cdot (a-x)}{\sum y \cdot w y + \sum \frac{s}{F}}$$

$$\frac{\sum M_o \cdot w x}{\sum x \cdot w x} = \frac{-\sum_a w x \cdot (a-x)}{\sum x \cdot w x}$$

$$\frac{\sum M_o \cdot w}{\sum w} = \frac{-\sum_a w \cdot (a-x)}{\sum w}$$

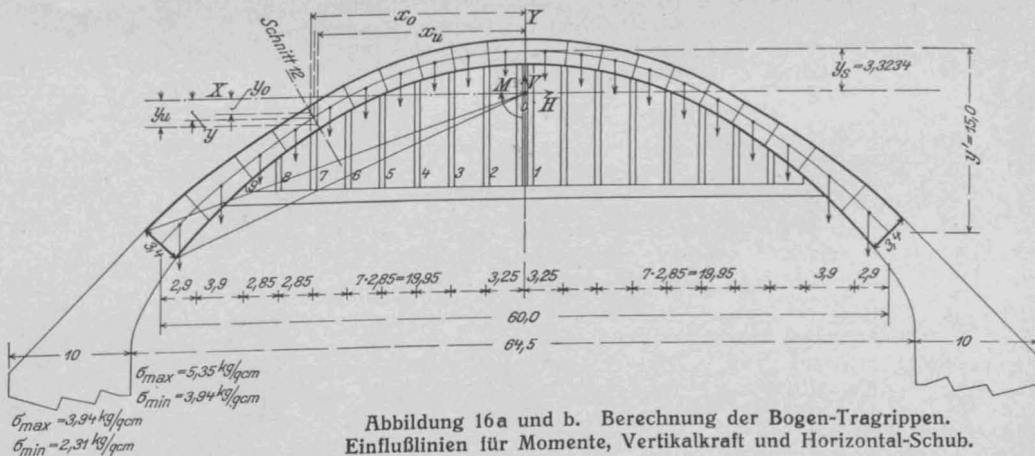
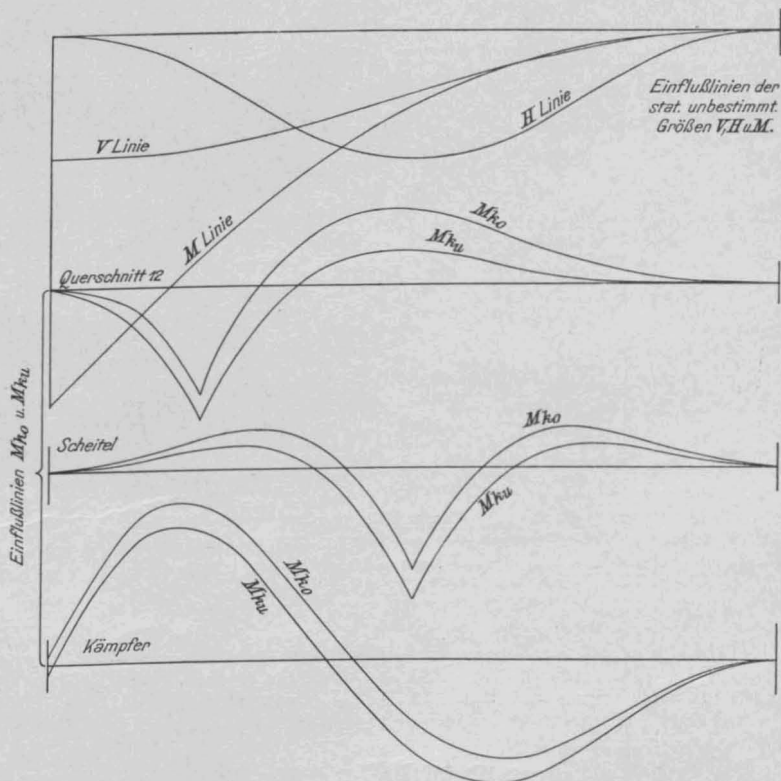


Abbildung 16a und b. Berechnung der Bogen-Tragrippen. Einflußlinien für Momente, Vertikalkraft und Horizontal-Schub.



Zur Bestimmung der Einflußordinaten waren also die Einzellast  $P=1$  von rechts, d. h. bei  $-\frac{l}{2}$  beginnend, in die Teilpunkte der Bogenstücke zu stellen, jedesmal die Momente aller Gewichte  $w x, w y, w$  rechts von der Angriffseraden der Einzellast  $P=1$  in Bezug auf diese zu ermitteln und die Summe durch den für alle Teilpunkte gleichen Nenner zu dividieren. Die Einflußlinien von  $H$ ,  $V$  und  $M$  werden durch Abbildung 16 b dargestellt.

Nach diesen Einflußlinien wurden die Ordinaten der Einflußlinien der Kernmomente  $M_{ku}$  und  $M_{ko}$  nach den Gleichungen  $M_{ku} = M_o + M - H y_u - V x_u$   $M_{ko} = M_o + M - H y_o - V x_o$

und für den Kämpfer, den Scheitel und die Schnitte 6, 12 und 16 ausgerechnet und aufgetragen.  $M_o$  bedeutet das Moment der Einzelkraft  $P=1$  links vom Schnitt in bezug auf diesen. Auch hier wurde die wandernde Einzelkraft  $P=1$  in den Teilpunkten der Bogenlamellen angenommen.<sup>1)</sup>

Die Randspannungen ergeben sich bei Vernachlässigung der Bewehrung aus der Gleichung:

$$\sigma_o = \frac{M_{ku}}{W} \quad \sigma_u = \frac{M_{ko}}{W}$$

Zu den Normalkräften der mittleren Stützlinie tritt noch aus der Bogenverkürzung infolge der Normalkräfte eine Ergänzungskraft hinzu, berechnet nach der Formel

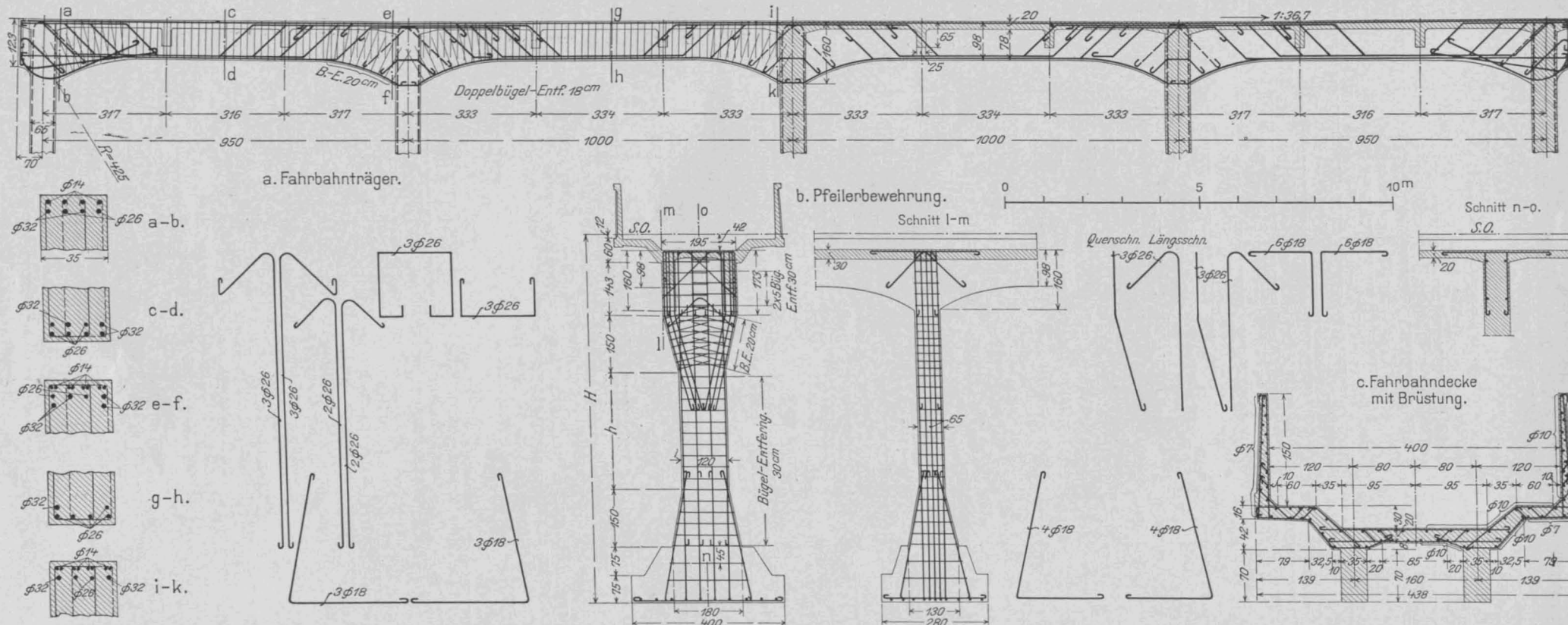
$$H_e = \frac{-H_s \cdot \sum \frac{s}{F}}{\sum w \cdot y^2 + \sum \frac{s}{F}} = \frac{-466,417 \cdot 26,014}{815,213} = -14,883 \text{ t}$$

und wirkt in Höhe der  $x$ -Achse.

<sup>1)</sup> Ein durchgerechnetes Beispiel siehe „Schweiz. Bztg.“ 1909 No. 10.







Abbildungen 10a und b. Bewehrung der Hochbahnstrecke für Schmalspur.

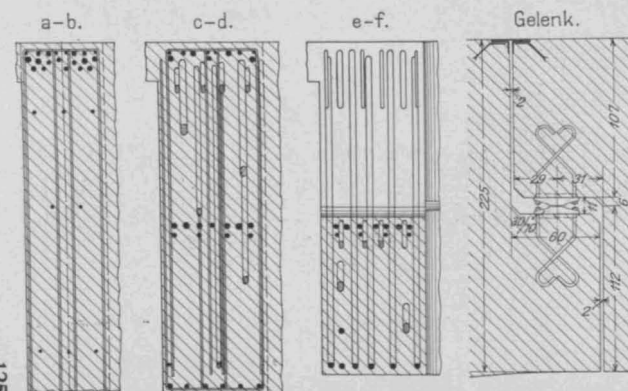


Abbildung 11b. Querschnitte zu Abbildung 11a und Einzelheiten der Gelenk-Ausbildung. (3facher Maßstab).

Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn.  
Entwurf und Ausführung der Eisenbeton-Konstruktion:  
Akt.-Ges. Wayss & Freytag, Niederlassung Straßburg i. E.

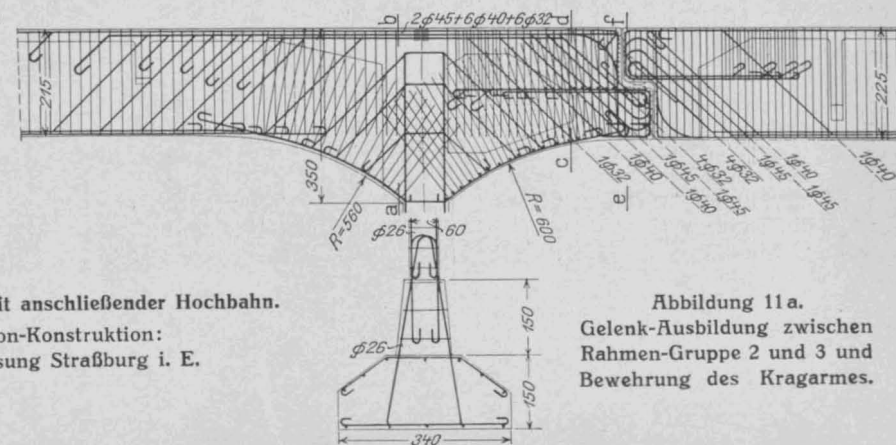


Abbildung 11 a.  
Gelenk-Ausbildung zwischen  
Rahmen-Gruppe 2 und 3 und  
Bewehrung des Kragarmes.



## Gewählte Querschnitte und Spannungen infolge Verkehrslast.

Schnitt	Gewählter Querschnitt	W cm <sup>3</sup>	Grenzwerte der $M_{ku}$ und $M_{ko}$ in mt	Grenzwert der $\sigma$ in kg/qcm
Kämpfer	1,20×3,35	2 244 500	$M_{ku} = +361,40 - 283,30$ $M_{ko} = +266,00 - 354,80$	$\sigma_o = +16,10 - 12,62$ $\sigma_u = -11,85 + 15,81$
16	1,20×2,55	1 305 000	$M_{ku} = +123,78 - 73,26$ $M_{ko} = +43,60 - 136,16$	$\sigma_o = +9,48 - 5,61$ $\sigma_u = -3,34 + 10,43$
12	1,20×2,15	924 500	$M_{ku} = +83,70 - 38,40$ $M_{ko} = +55,00 - 113,80$	$\sigma_o = +9,05 - 4,15$ $\sigma_u = -5,95 + 12,30$
6	1,20×1,95	760 500	$M_{ku} = +120,20 - 65,40$ $M_{ko} = +83,58 - 115,28$	$\sigma_o = +15,80 - 8,60$ $\sigma_u = -11,00 + 15,15$
Scheitel	1,20×1,80	648 000	$M_{ku} = +73,66 - 49,08$ $M_{ko} = +46,08 - 78,08$	$\sigma_o = +11,37 - 7,57$ $\sigma_u = -7,11 + 12,05$

Mit Vernachlässigung der Eisen-Einlagen wurden danach die Randspannungen infolge ständiger Last nach der Formel:

$$\sigma_o = \frac{N}{F} - \frac{H_c \cdot y_u}{W} \quad \sigma_u = \frac{N}{F} + \frac{H_c \cdot y_o}{W}$$

ermittelt.

Hierin ist  $N$  die Normalkraft, die aus dem Stützlinien-Diagramm entnommen werden kann und  $y_u$  sowie  $y_o$  sind die Ordinaten der Kernpunkte des betreffenden Querschnittes,  $W$  das Widerstandsmoment.

Spannungen infolge Temperatur-Änderungen: Für die Berechnung der Spannungen infolge Temperatur-Änderung werden angenommen

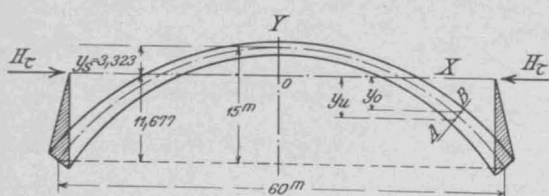
$E = 1\,400\,000 \text{ tm}^2 =$  Elastizitätsmodul des Betons (Mittelwert zwischen Zug- und Druckelastizität)

$\alpha = 0,00001 =$  Ausdehnungs-Koeffizient

$\tau = \pm 15^\circ \text{ C} =$  Temperaturänderung und danach

$$H_\tau = \frac{E \cdot \alpha \cdot \tau \cdot l}{1\,400\,000 \cdot 0,00001 \cdot 15 \cdot 60} = \pm 15,456 \text{ t}$$

$$\frac{\Sigma w \cdot y^2 + \Sigma \frac{s}{F}}{815,213} \quad \text{Abbildung 17.}$$



## Die Verteilung der Belastung auf die einzelnen Träger in Balkenbrücken.

Von Bauamtsassessor K. Martin in Ansbach.



ur Berechnung des Verhältnisses, in dem sich die Belastung eines aus mehr als zwei Trägern bestehenden Brückenüberbaues auf die einzelnen Träger verteilt, dient allgemein eine der Formeln von der sogenannten zusammengesetzten Festigkeit; sie lautet

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{P \cdot e}{\theta} \cdot y$$

und darf wohl als bekannt vorausgesetzt werden; im übrigen wird sie durch Abbildung 1 ausreichend erläutert.

Soll die Formel dem eingangs genannten Zweck dienen, dann ist den in ihr gewählten Bezeichnungen am besten folgende Bedeutung beizulegen:

$\sigma =$  Last- oder Biegemomenten-Anteil des zu untersuchenden Trägers,

$P = 1$ ,

$F =$  Anzahl der im Brückenüberbau starr miteinander verbundenen Träger,

$e =$  Entfernung der angreifenden Last  $P$  von der gemeinsamen Schwerlinie der Trägerquerschnitte,

$y =$  Entfernung des zu untersuchenden Trägers von der gleichen Linie,

$\theta =$  Summe der Quadrate sämtlicher Entfernungen  $y$  von derselben Linie. (Vergl. Abbildung 2).

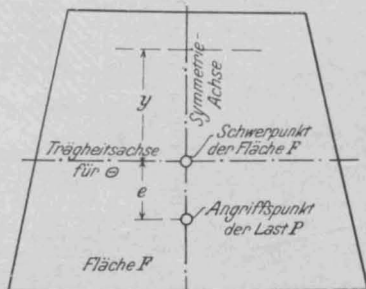


Abbildung 1.

## Grenzwerte der Randspannungen.

Schnitt	Ständige Last	Temperatur	Verkehrslast	Grenzwerte
Kämpfer	$\sigma_o = +9,79$ $\sigma_u = +25,14$	$\pm 8,27$ $\pm 7,68$	$+16,10 - 12,62$ $+15,81 - 11,85$	$+34,16 - 11,10$ $+48,63 + 5,61$
16	$\sigma_o = +15,38$ $\sigma_u = +25,57$	$\pm 6,82$ $\pm 6,63$	$+9,48 - 5,61$ $+10,43 - 3,34$	$+31,68 + 2,95$ $+42,63 + 15,60$
12	$\sigma_o = +17,10$ $\sigma_u = +22,29$	$\pm 3,22$ $\pm 2,17$	$+9,05 - 4,15$ $+12,30 - 5,95$	$+29,47 + 9,73$ $+36,76 + 14,17$
6	$\sigma_o = +24,05$ $\sigma_u = +15,94$	$\pm 3,59$ $\pm 4,82$	$+15,80 - 8,60$ $+15,15 - 11,00$	$+43,44 + 11,86$ $+35,91 - 0,12$
Scheitel	$\sigma_o = +28,73$ $\sigma_u = +15,48$	$\pm 7,43$ $\pm 8,85$	$+11,37 - 7,57$ $+12,05 - 7,11$	$+47,53 + 13,73$ $+36,88 - 0,48$

Diese Kraft wirkt ebenfalls in Höhe der  $x$ -Achse und ist in fester Verbindung mit dem Kämpferschnitt zu denken (Abbildung 17).

Läßt man die Eisen-Einlagen unberücksichtigt, so ergeben sich die Randspannungen aus

$$\sigma_o = \frac{H \tau \cdot y_u}{W}, \quad \sigma_u = \frac{H \tau \cdot y_o}{W};$$

hierin sind  $y_u$  und  $y_o$  die Ordinaten der Kernpunkte und  $W$  das Widerstandsmoment des zu untersuchenden Querschnittes.

Die in vorstehenden Tabellen ermittelten Grenzwerte sind die Spannungen im reinen Betonquerschnitt. Berücksichtigt man jedoch die Eiseneinlagen bei der Spannungsberechnung, so vermindern sich diese noch bedeutend. Beispielsweise beträgt die Randspannung im Scheitel, die ohne Berücksichtigung der Bewehrung zu  $\sigma_{b \max} = 47,53 \text{ kg/qcm}$  ermittelt wurde, mit Berücksichtigung der Eiseneinlagen nur  $40,55 \text{ kg/qcm}$ .

Die Berechnung dieser Randspannung erfolgte nach Prof. Dr.-Ing. Mörsch<sup>5)</sup>. Die Zugspannungen am Kämpfer-Querschnitt wurden durch 9 Rundeisen von 26mm Durchmesser aufgenommen, die eine Beanspruchung von  $\sigma_e \max = 995 \text{ kg/qcm}$  bekommen. — (Schluß folgt)

<sup>5)</sup> „Der Eisenbetonbau“ 4. Auflage, Seite 215 und folgende.

Wie weit eine Berechtigung besteht, die erwähnte Formel in der angedeuteten Weise zu verwenden, soll hier nicht erörtert werden. Jedenfalls aber steht fest, daß sie nur dann ohne weiteres benutzbar ist, wenn die in Betracht kommenden Träger alle gleiches Trägheitsmoment und gleiche Stützweite haben und aus gleichem Material bestehen. Das geht aus folgender Betrachtung hervor:

Die einzelnen Träger einer Straßenbrücke seien (auch bezüglich ihrer Trägheitsmomente) symmetrisch zur Fahrbahn-Mittellinie angeordnet, die Randträger seien jedoch stärker als die übrigen. Diese Einrichtung wird bei größeren Straßenbrücken behufs guter Materialausnutzung wohl stets getroffen werden. Material und Stützweite sei für alle Träger gleich. Es wird dann eine Last, deren Angriffslinie durch die Fahrbahn-Mittellinie geht, aus Symmetriegründen bei allen Trägern die gleiche Durchbiegung hervorrufen. Erleidet aber ein Träger mit größerem Trägheitsmoment als ein solcher mit geringerem die gleiche Durchbiegung wie dieser, dann setzt dies voraus, daß der erstere stärker belastet ist als der zweite, bzw. ein größeres Biegemoment aufzunehmen hat. Dies folgt aus der Gleichung der elastischen Linie eines gebogenen Balkens, die in ihrer hier geeignetsten Form

$$z = \frac{M}{2EJ} (l \cdot x - x^2)$$

Die Anwendung der Verteilungsformel

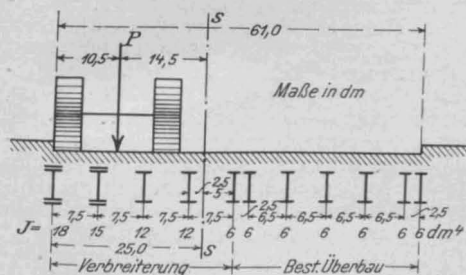
$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{P \cdot e}{I} \cdot y$$

$$\sigma = \frac{1}{\text{Anzahl d. Träger}},$$

$F$  = Summe der Trägheitsmomente aller miteinander verbundenen Träger,

Die Entfernungen  $y$  und  $e$  sind nunmehr von der gemeinsamen Schwerlinie der Trägheitsmomente aller Träger im Brückenüberbau abzumessen.

Ein aus eisernen Trägern bestehender Brückenüberbau werde verbreitert, etwa in der Weise, wie das in Abbildung 3 dargestellt ist. Alle Träger seien untereinander



Ab-  
bildung 3.

starr verbunden. Die Werte ihrer Trägheitsmomente mögen die in die Abbildung eingeschriebenen sein. Es genügt, unbeschadet eines brauchbaren Ergebnisses, sie abgerundet in die Rechnung einzuführen. Es soll nun gefunden werden, wie sich die Last  $P$  auf die einzelnen Träger verteilt.  $P$  darf, wie schon eingangs erwähnt, gleich „1“ gesetzt werden, wenn keine wirklichen Kräfte oder

## Literatur.

Die zur Berechnung der Tragfähigkeit eingerammter Pfähle von verschiedenen Verfassern aufgestellten, z. Zt. im Gebrauch stehenden Formeln gehen von sehr verschiedenen Voraussetzungen aus und kommen in ihren Endwerten auch zu recht erheblichen Abweichungen. Die Frage ist um so wichtiger geworden, seit die Eisenbeton-Technik auch in das Gebiet der Pfahlgründung eingetreten ist und mannigfaltige, von dem einfachen alten Holzpfahl abweichende Pfahlformen und Einbringungs-Methoden eingeführt hat. Zur richtigen Bemessung der Tragfähigkeit auf Grund theoretischer Betrachtungen fehlt es an der Kenntnis der inneren Vorgänge, die sich beim Ein-

Zuerst muß die Lage der gemeinsamen Schwerlinie der Trägheitsmomente aller Träger bzw. deren Querschnitte festgestellt werden. Es werde ihr Abstand vom linken Randträger berechnet. Das statische Moment  $S$  aller Trägheitsmomente in Bezug auf die lotrechte Querschnittsachse dieses Trägers wird:

$$\begin{aligned} S &= 18,0 \cdot 0,0 + 15,0 \cdot 7,5 + 12,0 \cdot 15,0 + 12,0 \cdot 22,5 \\ &+ 6,0 \cdot (30,0 + 32,5 + 39,0 + 45,5 + 52,0 + 58,5 + 61,0) \\ &= 2472,5 \text{ dm}^5. \end{aligned}$$

$$a = \frac{S}{F} = \frac{2472,5}{18,0 + 15,0 + 2 \cdot 12,0 + 7 \cdot 6,0} = 25,0 \text{ dm.}$$
$$\Theta = 18,0 \cdot 25,0^2 + 15,0 \cdot 17,5^2 + 12,0 (10,0^2 + 2,5^2) + 6,0 \cdot (5,0^2 + 7,5^2 + 14,0^2 + 20,5^2 + 27,0^2 + 33,5^2 + 36,0^2) = 40165,0 \text{ dm}^6.$$
$$\begin{aligned} P &= 1, \\ F &= 18,0 + 15,0 + 2 \cdot 12,0 + 7 \cdot 6,0 = 99,0 \text{ dm}^4, \\ e &= 25,0 - 10,5 = 14,5 \text{ dm}, \\ \Theta &= 40165,0 \text{ dm}^6, \\ u &= a = 25,0 \text{ dm}; \end{aligned}$$
$$\sigma = 18,0 \left( \frac{1}{99,0} + \frac{1 \cdot 14,5 \cdot 25,0}{40165,0} \right) = 0,345,$$

Für die Berechnung des Lastanteiles z. B. des rechten Randträgers gilt:

$$y = 61,0 - 25,0 = 36,0 \text{ dm};$$

$$\sigma = 6,0 \cdot \left( \frac{1}{99,0} - \frac{1 \cdot 14,5 \cdot 36,0}{40165} \right) = -0,0174.$$

Wie aus der früher angeschriebenen Gleichung der elastischen Linie zu ersehen ist, spielt die Elastizitätsziffer  $E$  und die Stützweite  $l$  eines Balkens eine ähnliche Rolle bei der Lastverteilung wie sein Trägheitsmoment  $J$ . Es kommt aber ziemlich selten vor, daß in einem Ueberbau Träger aus verschiedenem Material oder verschiedener Stützweite nebeneinander verwendet sind. Sollte es doch einmal der Fall sein, dann wären die Elastizitätsziffern bzw. die reziproken Werte der dritten Potenzen der Stützweiten als Gewichte in die Rechnung einzuführen. Dies kann ebenfalls leicht aus der Gleichung der elastischen Linie gefolgert werden.

Schließlich möge noch erwähnt werden, daß die Lastanteile  $\sigma$  aller Träger, die in einem Brückenüberbau starr mit einander verbunden sind, zusammen selbstverständlich den Wert „1“ ergeben müssen. Diese Tatsache kann zur Prüfung der Richtigkeit der Rechnung dienen. —

rammen eines Pfahles im Erdinneren abspielen. Diesen Vorgängen in der Praxis beizukommen ist schwer, wenn nicht unmöglich. Verfasser versucht daher eine Lösung an Modellversuchen, die in sehr sinnreicher Weise der Frage nachspüren, in welcher Weise der Pfahl während des Rammvorganges auf das umgebende Erdreich einwirkt, indem er zunächst den dynamischen (Ramm-) Vorgang, dann das Absenkungs-, Verdrängungs- und Verdichtungsgebiet am fertig gerammten Pfahl untersucht und schließlich auch noch Belastungsproben heranzieht. Verfasser will durch diese Versuche folgende Fragen der Lösung näher bringen: Tragfähigkeit der Pfähle in ihren Beziehungen zu den gegebenen Größen und zur Eindringungstiefe und Schlagzahl (Rammarbeit); wirtschaftlichste Pfahlform, d. h. billigster Pfahl bei größter Tragfähigkeit und kleinster Rammarbeit; besondere Eigenschaften der Pfahlform beim Rammen. Sind



derartige Versuche in kleinem Maßstab auch der Einwirkung von Zufälligkeiten in höherem Maße ausgesetzt, ist auch die Zahl der Versuche jedenfalls zu klein, um daraus sichere Regeln für die Praxis abzuleiten, so bieten diese Versuche doch großes Interesse und es ist mit ihnen ein Weg beschritten, der weiter ausgebaut zu werden verdient. Es sei daher nachstehend auf diese Versuche, ihre Ergebnisse und die Schlüsse, die der Verfasser daraus zieht, etwas näher eingegangen.

Die Versuchseinrichtung besteht in einer mit feinem, tonhaltigen Sande lagenweis ausgestampften Holzkiste von etwa 1 cbm Inhalt, auf der ein Führungsgerüst für einen kleinen Rammbar und die einzurammenden Holzpfähle aufgesetzt ist. Letztere sind in Buchenholz hergestellt in verschiedener Form — quadratisch, achteckig, zylindrisch — ohne und mit Spitze in Längen 1 und 2 d Durchm., in Form einer abgestumpften Pyramide und konisch. Die Länge schwankt zwischen 1000 und 1200 mm, der Querschnitt zwischen 3 und 10 cm Kantenlänge. Durch Versuche mit praktisch durchgeführten Rammungen wurde ein angemessenes Verhältnis von Fallhöhe und Bärgegewicht zum Pfahlgewicht bestimmt. Die Fallhöhe ist dann durchweg zu 850 cm angenommen, das Bärgegewicht entspricht etwa dem Pfahlgewicht. Die Zahl der untersuchten Pfähle betrug 38.

Zur Klarlegung des dynamischen (Ramm-) Vorganges wurden Rammkurven aufgetragen, deren Abszissen der Anzahl der Rammschläge entsprechen, während die nach unten aufgetragenen Ordinaten die zugehörigen Einsenkungen darstellen. Für die Pfähle prismatischen und zylindrischen Querschnittes verliefen die Rammkurven zunächst konvex nach unten, dann von bestimmter Rammtiefe an geradlinig. Diese Gerade verläuft flacher für die zylindrischen als die prismatischen Pfähle gleicher Spitzenform (ungefähr gleichen Querschnitt vorausgesetzt). Die rechteckigen Pfähle nähern sich mit ihren Rammkurven den zylindrischen. Bei den verjüngten Pfählen zeigen die Rammkurven eine mehr parabolische Gestalt, d. h. der Winkel ihrer Tangente zur Lotrechten wächst mit der Rammtiefe weiter.

Um das Absenkungs-, Verdrängungs- und Verdichtungsgebiet am fertig gerammten Pfahl zu verfolgen, bedient sich der Verfasser wagrechter Gleitlinien, die durch dünne Schichten eingeschlammter Kreide im Erdboden hergestellt werden, und Merklinien, die wagrecht und in bestimmter Tiefe strahlenförmig nach unten verlaufend, durch Einstoßen und Herausziehen von Röhren als Hohlraum hergestellt werden. An der Verschiebung der Gleit- und Schließung der Merklinien läßt sich die Wirkung des Rammens auf Bewegung und Verdichtung des Erdrreiches beurteilen. Um der Verdichtung noch genauer nachzugehen, wurden in bestimmten Abständen innerhalb der durch die Merklinien gekennzeichneten Verdichtung Erdkörper heraus gestoßen, deren Gewichte festgestellt und dann mit dem Erdgewicht außerhalb der Verdichtungszone verglichen. Das Absenkungsgebiet zeigte sich abhängig von Pfahldurchmesser und Spitzenform, in einer Ausdehnung bis zu etwa  $1\frac{1}{2}$  d vom Pfahlmantel an gerechnet, nach oben sich etwas verjüngend. Unter den stumpfen Pfählen zeigte sich unten ein kugelförmiges, unter den angespitzten ein der Spitze entsprechendes konisches, mit der Spitze abschließendes Absenkungsgebiet. Dieselbe Ausdehnung und ähnliche Gestalt zeigt das Verdichtungsgebiet, das in etwa  $\frac{1}{2}$  d Abstand vom Pfahlmantel die größte Dichte (durch Gewichtsbestimmung festgestellt) zeigte. Die konischen Pfähle zeigten höhere Verdichtungen, damit erklärt sich auch ihre höhere Tragfähigkeit.

Schließlich sind für die vier Haupt-Pfahlformen die Höchstlasten, d. h. die Lasten, bei deren Überschreitung ein fortdauerndes Einsinken des Pfahles eintritt, durch Belastungsproben festgestellt. Die Tragfähigkeit wuchs bei allen Pfahlarten linear mit der Einsenkungstiefe, wobei die konischen Pfähle die höchste, die einfach prismatischen die kleinste Tragfähigkeit zeigten. Die aufgewendete Rammarbeit wächst von einer gewissen Tiefe an ebenfalls linear mit der Eindringungstiefe. Für prismatische und zylindrische Pfähle wurde gefunden, daß sich ihre Tragfähigkeiten wie ihre Rammarbeiten in derselben Eindringungstiefe (unter sonst gleichen Verhältnissen) verhalten. Diese beiden Pfahlformen können danach als wirtschaftlich gleichwertig angesehen werden (abgesehen von etwaigen Unterschieden der Herstellungskosten). Die verjüngten Pfähle zeigten bei etwa gleicher Rammarbeit eine erheblich höhere Tragfähigkeit als die prismatischen Pfähle, gegenüber den zylindrischen Pfählen geringere Rammarbeit, aber auch nicht so stark gesteigerte Tragfähigkeit. Trägt man die Linien der Tragfähigkeiten und diejenigen der Rammarbeiten für eine Pfahlform auf,

so liefert ihr Schnittpunkt die Grenze, nach welcher beim Tieferammen des Pfahles die Rammarbeit stärker zunimmt als die Tragfähigkeit.

Es lassen sich also mit diesen Untersuchungen eine ganze Reihe von Fragen beantworten, und bei weiterer Durchführung dürften sich daraus auch Werte für eine Rammformel finden lassen, die besser mit den aus Belastungsproben ermittelten Werten übereinstimmt, als das bei den zurzeit gebräuchlichen der Fall ist. Auch in Bezug auf die Untersuchungen neuerer Forscher, wie z. B. Stern, kommt der Verfasser z. T. zu anderen Ergebnissen. Weiter gehende Schlüsse werden aber von ihm selbst noch nicht gezogen. —

Fr. E.

**Die Hochwasserschutz-Talsperre bei Mauer im Riesengebirge.** Gewinnung, Förderung und Verarbeitung von Massengütern beim Bau des Stauwerkes im Bobertal bei Mauer. Von A. Cucchiero, Ob.-Ing. der B. Liebold & Comp. A.-G., Holzminden-Berlin. Wien, Berlin, London. 1914. Verlag für Fachliteratur. Preis 14 M., geb. 16 M.

Die Veröffentlichungen über Ingenieurbauten sind der Mehrzahl nach vom Standpunkt des entwerfenden Ingenieurs und der Bauverwaltung geschrieben. Geschichte, Zweck und Ziele des Unternehmens, die technische Durchbildung der Bauwerke nehmen meist den Hauptumfang der Veröffentlichung ein, die Bauausführung wird mehr nach der Gesamtdisponierung als der handwerklichen Durchführung der einzelnen Arbeiten besprochen und die Kosten werden der Regel nach nur summarisch, oder nach den Titeln des Anschlages geordnet mitgeteilt, während die Preisbildung im Einzelnen nur hier und da Berücksichtigung findet. Ganz entgegengesetzt geht die vorliegende Monographie über die bedeutende Bobert-Talsperre bei Mauer vom Standpunkt des Unternehmens aus, das Bauwerk an sich, sein technischer Aufbau und seine Geschichte werden nur soweit behandelt, als dies zum Verständnis des Ganzen nötig ist und das Scherengewicht liegt in der eingehenden Darstellung der Ausführung mit allen ihren Hilfsmitteln, unter Berücksichtigung der Leistung der Arbeiter und Maschinen bei den einzelnen Arbeiten und des sich ergebenden Aufwandes an Menschen- und Maschinenkraft, schließlich in einer eingehenden Darstellung der Entwicklung der Einzelpreise, wie sie bei Abgabe des Angebotes für die einzelnen Arbeiten des Anschlages zu Grunde gelegt wurden und die tatsächlichen Selbstkosten, wie sie sich bei der Durchführung der Arbeiten ergeben haben. Es ist außerordentlich dankenswert, daß eine Großunternehmung ihre langjährigen Erfahrungen auf einem bestimmten Arbeitsgebiete in so weitgehender Weise der Öffentlichkeit zugänglich macht. Darin liegt der ganz besondere Wert der klar geschriebenen und reich und vortrefflich mit Abbildungen ausgestatteten Monographie (4<sup>o</sup>, 279 S. Text), die außerdem in technischer Beziehung vieles Interessante bietet und manche Neuerungen in der getroffenen Ausführung von Talsperren aufweist. Bei den Hilfsgerüsten usw. sind die statischen Berechnungen, bei den maschinellen Einrichtungen die Berechnungen der erforderlichen Leistung, der Hauptabmessungen usw. mitgeteilt.

Den Zementtechniker und Betonbauer werden besonders die Abschnitte über die Einrichtungen für die Mörtelbereitung und Förderung, die Anlagen für die Sandgewinnung, für die Gewinnung, Reinigung und Waschung der Steine usw. interessieren. Im Gegensatz zu den Talsperrenbauten, die noch ganz unter Intze'schem Einfluß entstanden sind, ist hier für das Bruchstein-Mauerwerk des eigentlichen Mauerkörpers ein Mörtel, bestehend aus 125<sup>1</sup> (3 Sack) Portland-Zement, 60<sup>1</sup> (1 Sack) Traßmehl, 40<sup>1</sup> Kalkbrei und 600<sup>1</sup> Sand zur Anwendung gekommen, für die in Stampfbeton hergestellte Sohle zum Ausgleich des unregelmäßigen Felsuntergrundes eine Mischung von 125<sup>1</sup> Zement, 60<sup>1</sup> Traßmehl, 500<sup>1</sup> Sand, 700<sup>1</sup> Steinschlag.

Es waren programmäßig an den frostfreien Arbeitstagen des Jahres 500 cbm fertiges Mauerwerk zu leisten, davon etwa  $\frac{1}{3}$  Mörtel. Durch die zweckentsprechenden Anordnungen der ausführenden Firma ist diese Leistung auf 600 cbm täglich gesteigert worden.

Der Verfasser, der schon auf eine längere Praxis bei anderen Talsperrenbauten zurückblicken konnte, ist der verantwortliche Bauleiter des Unternehmens gewesen, es sind also seine eigenen Erfahrungen, die in der beachtenswerten Veröffentlichung nieder gelegt sind. —

Inhalt: Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn. (Fortsetzung.) — Die Verteilung der Belastung auf die einzelnen Träger in Balkenbrücken. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

NO 17.

### Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn.

Von H. Dürr, Ob.-Ing. der Firma Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Straßburg i. E. (Fortsetzung statt Schluß.)



rechnungsmethoden für die  
Hochbahn-Konstruktionen.

Berechnung der Fahrbahn:

Die 2,70 m langen Querschwellen liegen in einem muldenförmigen 0,57 m hohen Schotterbett, zu dessen Seiten ein je 1 m breiter Gehweg verläuft. Der Achsenabstand der Fahrbahnträger beträgt 2 m und die gesamte Breite der Fahrbahn-Konstruktion einschließlich der Fußstege 5,5 m.

a. Eigengewichte für das laufende Meter und den halben Querschnitt:

- Einzelgewicht  $G_1 = 0,05 \text{ t} = \text{Geländer,}$   
 $G_2 = 1,52 \text{ t} = \text{Betonplatte,}$   
 $G_3 = 1,62 \text{ t} = \text{Schotterbett,}$   
 $G_4 = 0,05 \text{ t} = \text{Schienen mit Schwellen.}$   
 Gesamtgewicht  $G = 3,24 \text{ t}$  für 1 lfdm.

b. Verkehrsbelastung.

$$p_1 = 0,25 \text{ t/qm} = \text{Menschengedränge,}$$

$$p_2 = \frac{20}{1,45 \cdot 3,30} = 4,20 \text{ t/qm} = \text{Achsdruk des Erzwagens.}$$

Dabei ist angenommen, daß sich der Achsdruk durch das Schotterbett gemäß Abbildung 14 in No. 16, S. 122, auf eine Breite von 1,45 m und eine Länge von 3,3 m verteilt.

Bei der Berechnung der Momente in der Fahrbahn-Platte, durch die Verkehrslast hervorgebracht, ist der Fall vorgesehen, daß eine Verschiebung der Querschwellen um 0,20 m infolge einer Gleiskurve vorkommen kann. Danach wurden die auftretenden Momente ermittelt und die Eisenbewehrung und Querschnitte in bekannter Weise bestimmt.

Berechnung der Tragwerke:

Das Tragwerk besteht aus einzelnen Rahmengruppen, die durch Temperaturfugen getrennt sind, vergl. Abbildung 18 a. f. S., die eine schematische Darstellung gibt.



Abbildung 32. Einrüstung der Saarbrücke.



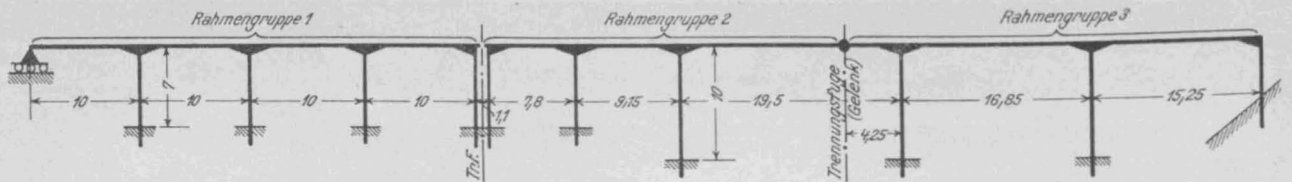


Abbildung 18. Schematische Darstellung des Tragwerkes der Hochbahn. (Vergl. den Lageplan Abbildung 2, S. 106 in No. 14.)

Diese Rahmengruppen wurden statisch als durchlaufende Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren, senkrechten und unten eingespannten Stützen, deren Köpfe als festgehalten angenommen sind, aufgestützt.

Neben den allgemeinen Gesetzen der Statik und Festigkeitslehre sind der statischen Berechnung die in der Fußnote bezeichneten Abhandlungen und die in ihnen niedergelegten Methoden und Formeln zugrunde gelegt<sup>1)</sup>.

Die Berechnung des durchlaufenden Trägers mit veränderlichem Trägheitsmoment unterscheidet sich nur in der Bestimmung der Fixpunkte  $J$  und  $K$  von der altbekannten Methode bei Annahme eines konstanten Querschnittes  $n = 1$ . Nach Gleichung 11<sup>a</sup> der Max Ritter'schen Veröffentlichung vom 28. Januar 1911 lautet die Grund-

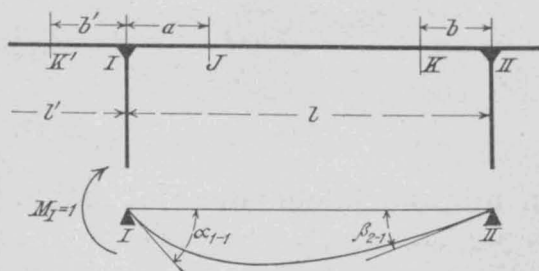


Abbildung 19.

gleichung für den Abstand des rechts vom Auflager I gelegenen Momenten-Nullpunktes, vergl. Abbildung 19:

$$(1) \dots \dots \dots a = \frac{\alpha_2}{\alpha_1 + \alpha_2 + \varepsilon_1} \cdot l.$$

Zur leichteren Unterscheidung der Winkel  $\alpha$  und  $\beta$ , welche die Winkeldrehung der elastischen Linie infolge  $M_I = 1$ ,  $M_{II} = 1$  ausdrücken, bezeichnen wir mit:

$\alpha_{1-1}$	die Winkeldrehung am Auflager I infolge $M_I = 1$	
$\alpha_{1-2}$	" " " " " "	I " $M_{II} = 1$
$\beta_{2-1}$	" " " " " "	II " $M_I = 1$
$\beta_{2-2}$	" " " " " "	II " $M_{II} = 1$

Ferner setzen wir nach Max Ritter:

$$(2) \dots \dots \dots \varepsilon_1' = \frac{\varepsilon_s \cdot \varepsilon_b}{\varepsilon_s + \varepsilon_b} = \text{Elastizitätsmaß der Auflagerung};$$

hierin ist

$$(3) \dots \dots \dots \varepsilon_s = \text{Elastizitätsmaß der Stütze} = \frac{p^3}{(12 y_s^2 + p^2) E J_s^2}$$

Ist der Balken so niedrig, daß man annehmen kann, seine Achse geht durch den Pfeilerkopf, so wird nach Abbildung 20

$$y_s = \frac{1}{2} p.$$

$$(3') \dots \dots \dots \varepsilon_s = \frac{p}{4 \cdot E \cdot J_s}.$$

$\varepsilon_b$  = Elastizitätsmaß

des Trägers  $l'$  links der Oeffnung  $l$ , in welchem der Fixpunkt-Abstand  $a$  gesucht wird.

$$(4) \dots \dots \dots \varepsilon_b = \beta_{2-2} - \frac{a'}{l - a'} \cdot \beta_{2-1}.$$

Setzen wir diese Werte in die obige Gleichung für  $a$  ein, so lautet nunmehr die Grundgleichung für die linken Fixpunkt-Abstände:

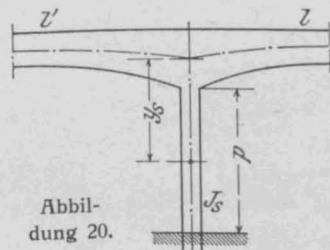


Abbildung 20.

<sup>1)</sup> 1. Prof. Dr. W. Ritter, Anwendung der graphischen Statik, III. Teil „Der kontinuierliche Balken“.

2. Dr.-Ing. Max Ritter, „Ueber die Berechnung elastisch eingespannter und kontinuierlicher Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment“, Schweiz. Bauztg., 1909, No. 18 und 19 und „Der kontinuierliche Balken auf elastisch drehbaren Stützen“, Schweiz. Bauztg., 1911, No. 4.

3. Dipl.-Ing. A. Joho, „Zur Berechnung kontinuierlicher Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Stützen“, Schweiz. Bauztg., 1912, No. 24.

<sup>2)</sup> W. Ritter: „Der kontinuierliche Balken“, S. 128.

$$(5) \dots \dots \dots a = \frac{\alpha_{1-2}}{\alpha_{1-1} + \alpha_{1-2} + \varepsilon_1'} \cdot l$$

und für die rechten Fixpunkt-Abstände

$$(6) \dots \dots \dots b = \frac{\beta_{2-1}}{\beta_{2-2} + \beta_{2-1} + \varepsilon_2'} \cdot l.$$

Bei fester Einspannung der Balken an den Stützen wirkt auf die Stützen ein gewisser Betrag der Balkenmomente, für welche Max Ritter die Gleichung 18 aufstellt:

$$\frac{M_2}{M_1'} = \mu = \frac{1}{\beta_2 - \frac{a}{l-a} \beta_1 + \frac{\varepsilon_s}{1 + \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b}}}$$

$$\frac{M_1'}{M_2} = \mu' = \frac{1}{\alpha_1' - \frac{b'}{l'-b'} \alpha_2' + \frac{\varepsilon_s}{1 + \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b}}}$$

Da diese „ $\mu$ “-Werte den Betrag bestimmen, welcher sich beim Uebergang der Balkenmomente über die Stütze von links nach rechts oder umgekehrt von den Balkenmomenten abspaltet und auf die Stützen wirkt, bezeichnen wir sie als Uebergangs-Koeffizienten und schreiben sie mit den oben gegebenen Werten in die Form

$$(7) \dots \dots \dots \mu = \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_b}} = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s + \varepsilon_b}$$

$$(8) \dots \dots \dots \mu' = \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_b}} = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s + \varepsilon_b}$$

Die in den Gleichungen 5 und 6 enthaltenen Drehwinkel  $\alpha$  und  $\beta$  sind von der äußeren Form der Balken abhängig und es sollen deshalb nachfolgend für verschiedene Balkenformen die Gleichungen für  $\alpha$  und  $\beta$  und danach die Gleichungen für die Fixpunkt-Abstände angegeben werden.

Fall 1. Der Balken ist symmetrisch in Bezug auf seine Mitte (Abbildung 21).

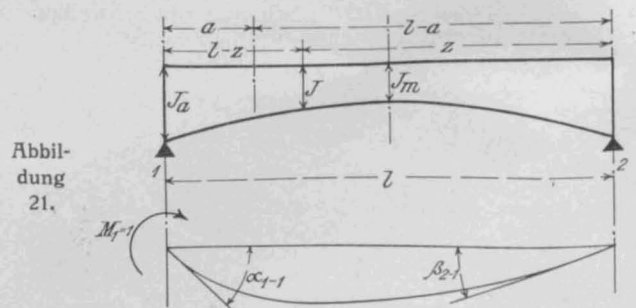


Abbildung 21.

Für diesen Fall hat Dr.-Ing. Max Ritter in der Schweiz. Bztg., 1909 No. 18 u. 19 ein Gesetz für die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes aufgestellt, welches den Vorzug hat, integrierbar zu sein und alle diejenigen Fälle zu berücksichtigen, in welchen das Trägheitsmoment  $J$  von der Mitte gegen die Auflager zunimmt.

Dieses Gesetz drückt Ritter durch folgende Formel aus:

$$(9) \dots \dots \dots \frac{J_m}{J} = 1 - (1 - n) \left( \frac{l - 2z}{l} \right)^r$$

hierin bedeutet:

$J$  das Trägheitsmoment in einem beliebigen Querschnitt im Abstand  $z$  vom rechten Auflager;  $J_m$  das Trägheits-

moment in Balkenmitte,  $n = \frac{J_m}{J_a}$ , worin  $J_a$  das Balken-

Trägheitsmoment an den beiden Auflagern bezeichnet; und  $r$  schließlich einen Koeffizienten, der zwischen

1 und 10 liegt, und, wie Ritter in dem vorgenannten Aufsatz nachweist, gleich 2 gesetzt werden kann, sobald  $n \leq \frac{1}{5}$  ist.

Nach der Arbeitsgleichung ergibt sich für die Winkel-drehung:  $\alpha_{1-1} = \beta_{2-2} = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{Mz}{E \cdot J} \cdot dz$

und hieraus

$$(10) \quad \alpha_{1-1} = \beta_{2-2} = \frac{3n(r+2) + 5(2r+5)}{(r+1)(r+3)} \cdot \frac{l}{6 \cdot E \cdot J_m}$$

und aus Gleichung

$$\beta_{2-1} = \alpha_{1-2} = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{M(l-z)}{E \cdot J} \cdot dz$$

$$(11) \quad \beta_{2-1} = \alpha_{1-2} = \frac{3n+r(r+4)}{(r+1) \cdot (r+3)} \cdot \frac{l}{6 \cdot E \cdot J_m}$$

Setzen wir die Winkelwerte der Gleichungen 10 und 11 in die allgemeine Formel 5 ein, so ergibt sich die von Max Ritter aufgestellte Hauptformel

$$(12) \quad a = \frac{3n+r(r+4)}{3(r+3) \left[ n+r+2(r+1) \cdot \varepsilon_1' \cdot \frac{E \cdot J_m}{l} \right]} \cdot l$$

und für  $r=2$  (vergl. oben)

$$(12a) \quad a = \frac{0,2(n+4)}{6 \cdot \varepsilon_1' \cdot \frac{E \cdot J_m}{l} + n+2} \cdot l$$

worin nach Gleichung 2:  $\varepsilon_1' = \frac{\varepsilon_s \cdot \varepsilon_b}{\varepsilon_s + \varepsilon_b}$  gesetzt wird.

Hierin nach Gleichung 3

$\varepsilon_s = \frac{p}{4 E \cdot J_s}$  bzw.  $= \frac{p^3}{(12 y_s^2 + p^2) E \cdot J_s}$  und unter Berücksichtigung der Gleichungen 10 und 11

$$(13) \quad \varepsilon_b = l' \cdot \frac{3n'(r+2) + r(2r+5) - [3n' + r(r+4)] \frac{a'}{l'-a'}}{6(r+1)(r+3) \cdot E \cdot J_m'}$$

für  $r=2$

$$(13a) \quad \varepsilon_b = \frac{l'}{30 \cdot E \cdot J_m'} \left[ 4 \cdot n' + 6 - \frac{n'+4}{l'-a'} \cdot a' \right]$$

dabei gehören  $l'$ ,  $a'$  und  $n'$  sowie  $J_m'$  der Oeffnung  $l'$  links der Oeffnung  $l$  an, in welchem der Fixpunkt Abstand  $a$  gesucht wird.

Fall 2. Das Trägheitsmoment des Balkens nimmt von links nach rechts entsprechend dem durch Gleichung 9 ausgedrückten Gesetz zu (vergl. Abbildung 22).

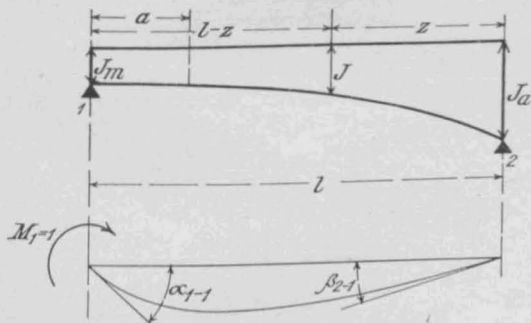


Abbildung 22.

Für diese Trägerform wird nach Dipl.-Ing. Joho:

$$(14) \quad \alpha_{1-1} = \frac{l}{E \cdot J_m} \left[ \frac{1}{3} - \frac{2(1-n)}{(r+1)(r+2)(r+3)} \right]$$

$$(15) \quad \beta_{2-1} = \alpha_{1-2} = \frac{l}{E \cdot J_m} \left[ \frac{1}{6} - \frac{1-n}{(r+2)(r+3)} \right]$$

$$(16) \quad \beta_{2-2} = \frac{l}{E \cdot J_m} \left[ \frac{1}{3} - \frac{1-n}{r+3} \right]$$

Nach Einsetzung der Winkelwerte in die allgemeine Formel 5 ergibt sich

$$(17) \quad \frac{a}{l} =$$

$$= \frac{(r+1)(r+2)(r+3) - 6r - 6 + 6n \cdot r + 6 \cdot n}{3(r+1)(r+2)(r+3) \left[ \frac{\varepsilon_1' \cdot 2 E \cdot J_m}{l} + 1 \right] - 18 + 18n - 6r + 6 \cdot n \cdot r}$$

und für  $r=2$

11. September 1915.

$$(17a) \quad a = \frac{0,6(2,33+n)}{12 \frac{\varepsilon_1' \cdot E \cdot J_m}{l} + 5+n} \cdot l$$

worin nach Gleichung 2:

$$\varepsilon_1' = \frac{\varepsilon_s \cdot \varepsilon_b}{\varepsilon_s + \varepsilon_b}$$

gesetzt wird.

$\varepsilon_s$  wird nach Gleichung 3 ermittelt und unter Berücksichtigung der Winkelwerte nach Gleichung 14–16:

$$(18) \quad \varepsilon_b = \frac{l'}{E \cdot J_m'} \left[ \frac{1}{3} - \frac{1-n'}{r+3} - \frac{c-6(1-n')(r+1)}{6c} \cdot \frac{a'}{l'-a'} \right]$$

$$c = (r+1)(r+2)(r+3)$$

für  $r=2$

$$(18a) \quad \varepsilon_b = \frac{l'}{E \cdot J_m' (l'-a')} \left[ 0,2 \cdot l' \cdot (0,66+n') - 0,25 \cdot a' (1+n') \right]$$

Fall 3. Das Trägheitsmoment nimmt von rechts nach links zu (vergl. Abbildung 23).

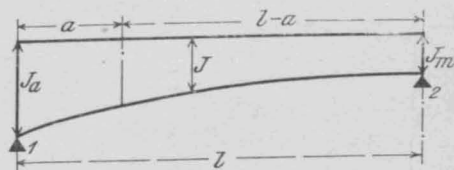


Abbildung 23.

Für diese Trägerform wird

$$(19) \quad a = \frac{c-6(1-n)(r+1)}{3c \left[ \varepsilon_1' \frac{2 E \cdot J_m}{l} + 1 \right] - 6(1-n)(r+1)(r+3)} \cdot l$$

und für  $r=2$

$$(19a) \quad a = \frac{0,2(2,33+n)}{4 \frac{E \cdot J_m \varepsilon_1'}{l} + 1+n} \cdot l$$

darin  $\varepsilon_1'$  nach Gleichung 2,  $\varepsilon_s$  nach Gleichung 3 und

$$(20) \quad \varepsilon_b = \frac{l'}{3 \cdot c \cdot E \cdot J_m'} \left[ c-6(1-n') - \frac{c-6(1-n')(r+1)}{2} \cdot \frac{a'}{l'-a'} \right]$$

für  $r=2$

$$(20a) \quad \varepsilon_b = \frac{l'}{12 \cdot E \cdot J_m' (l'-a')} \left[ 0,4 \cdot l' (9+n') - a' (5+n') \right]$$

Fall 4. Die linke Balkenhälfte hat konstantes Trägheitsmoment, während das Trägheitsmoment der rechten Balkenhälfte entsprechend dem durch Gleichung 9 ausgedrückten Gesetz zunimmt (vergl. Abb. 24).

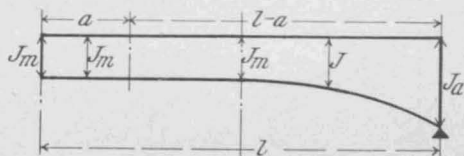


Abbildung 24.

Für diese Trägerform wird nach der Formelsammlung der Wayss & Freytag Akt.-Ges., Technisches Büro Neustadt a. d. H.

$$(21) \quad a = l \cdot \frac{1}{\frac{6}{4(r+1)(r+3)} - \frac{1-n}{2 \cdot 4(r+1)(r+2)} + \frac{\varepsilon_1' E \cdot J_m}{l}}$$

und für  $r=2$

$$(21a) \quad a = l \cdot \frac{9+n}{28,75 + 1,25n + \frac{60 \varepsilon_1' E \cdot J_m}{l}}$$

darin  $\varepsilon_1'$  nach Gleichung 2,  $\varepsilon_s$  nach Gleichung 3 und

$$(22) \quad \varepsilon_b = \frac{l'}{E \cdot J_m'} \left[ \frac{1}{3} - \frac{(1-n')}{4(r+1)(r+2)(r+3)} - \left( \frac{1}{6} - \frac{1-n'}{4(r+1)(r+3)} \right) \frac{a'}{l'-a'} \right]$$



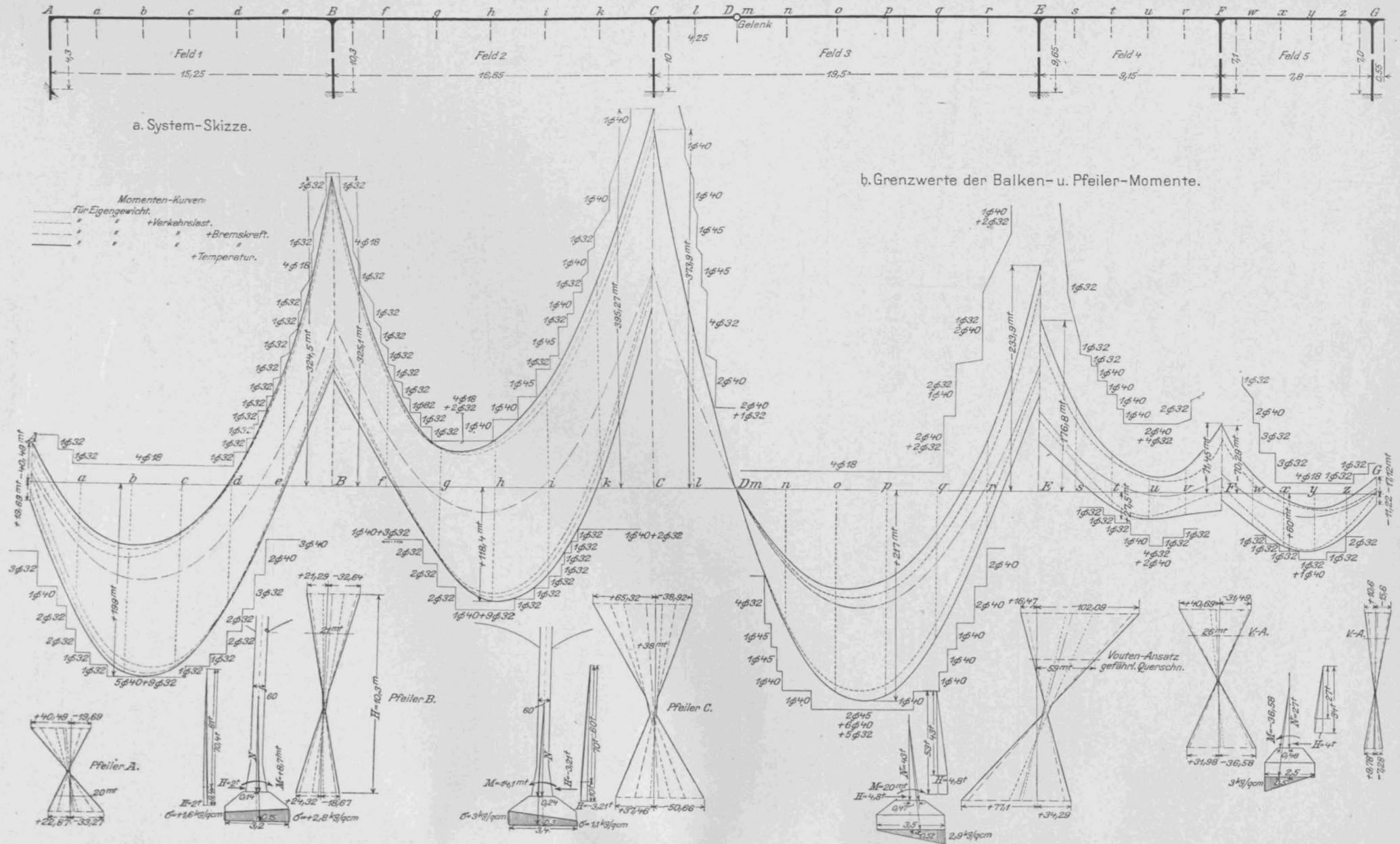


Abbildung 31 a und b. Grenzwerte der Momente für Fahrbahnträger und Ständer der Rahmengruppe 2 und 3. (Vergl. Plan Abbildung 2, S. 106 in No. 14.)

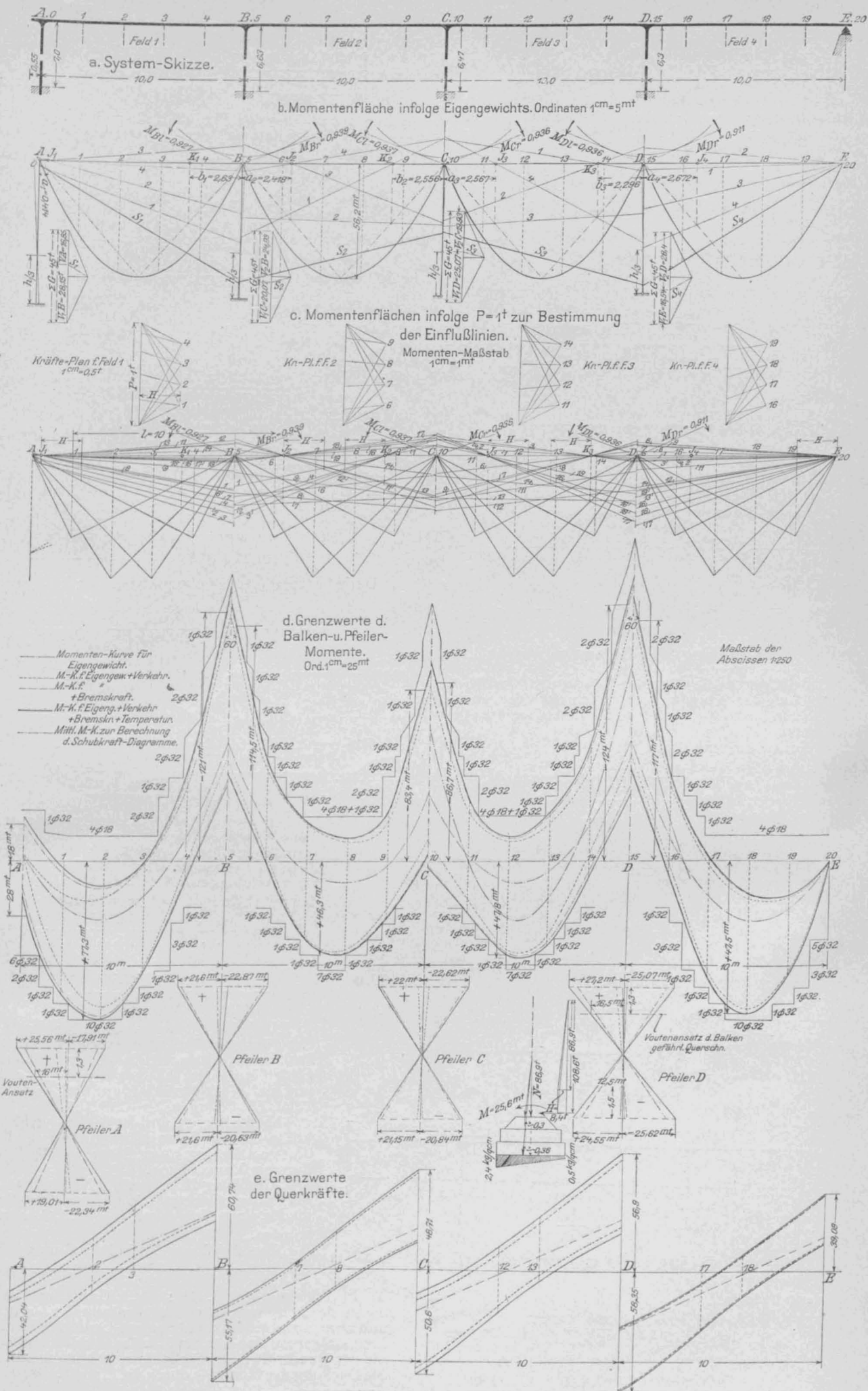


Abbildung 28a-e. Momente und Querkräfte der Rahmengruppe 1 der Hochbahn. (Vergl. Plan Abb. 2, S. 106 in No. 14.)

11. September 1915.



für  $r = 2$

$$(22a) \varepsilon_b = \frac{l'}{24 \cdot E \cdot J_m'} \cdot \left[ (4,9 + 3,1 n) - \frac{a'}{l' - a'} (3,6 + 0,4 \cdot n) \right]$$

Fall 5. Die rechte Balkenhälfte hat konstantes Trägheitsmoment, während das Trägheitsmoment der linken Balkenhälfte zunimmt. (Vergl. Abbildung 25).

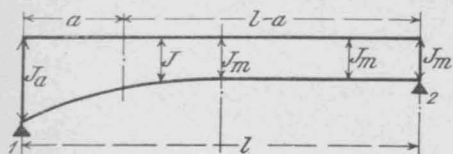


Abbildung 25.

Hierbei wird:

$$(23) \quad a = l \cdot \frac{1}{2} - \frac{1-n}{4(r+1)(r+3)} + \frac{\varepsilon_1' \cdot E \cdot J_m}{l}$$

und für  $r = 2$

$$(23a) \quad \dots a = l \cdot \frac{9+n}{21,25 + 8,75 \cdot n + \frac{60 \varepsilon_1' \cdot E \cdot J_m}{l}}$$

Darin  $\varepsilon_1'$  nach Gleichung 2,  $\varepsilon_s$  nach Gleichung 3 und

$$(24) \quad \dots \varepsilon_b = \frac{l'}{E \cdot J_m'} \cdot \left[ \frac{1}{3} - \frac{1-n'}{4(r+1)(r+2)(r+3)} - \left( \frac{1}{6} - \frac{1-n'}{4(r+1)(r+3)} \right) \frac{a'}{l' - a'} \right]$$

für  $r = 2$

$$(24a) \quad \varepsilon_b = \frac{l'}{60 \cdot E \cdot J_m'} \cdot \left[ (19,75 + 0,25 n) - \frac{a'}{l' - a'} (9 + n') \right]$$

### Berechnung der Rahmengruppe I.

Bei Zugrundelegung der Trägerquerschnitte nach Abbildung 26a, b und c ergeben sich nach den oben entwickelten Gleichungen folgende Fixpunkt-Abstände (vergl. Abbildung 27).

Nach Gleichung 12a wird:

$$a_1 = \frac{0,2(n+4)}{6 \cdot \varepsilon_1' \cdot \frac{E \cdot J_m}{l} + n + 2} \cdot l$$

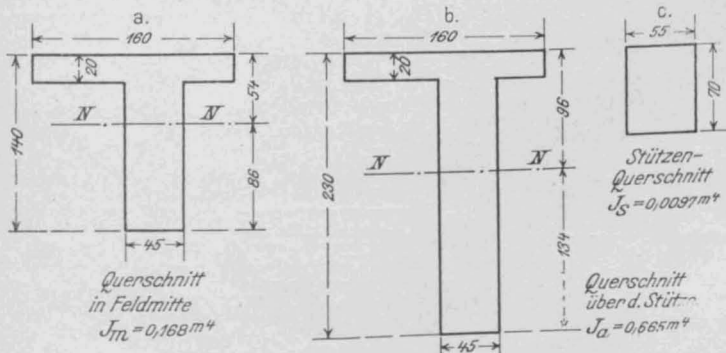


Abbildung 26. Trägerquerschnitte.

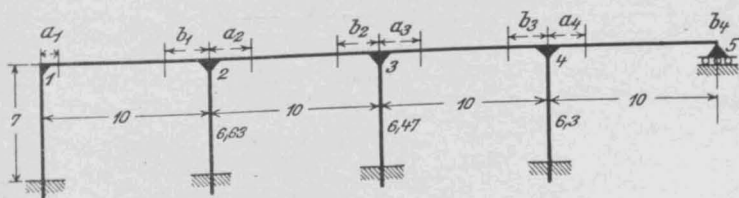


Abbildung 27. Schema der Rahmengruppe I. (Vergl. Abb. 2 in No. 14.)

hierin bedeutet

$$n = \frac{J_m}{J_a} = \frac{0,168}{0,665} = 0,253$$

$$l = 10,00 \text{ m}, \quad h = 7,00 \text{ m}, \quad J_m = 0,168 \text{ m}^4$$

$$\varepsilon_1' = \varepsilon_s = \frac{h}{4 E \cdot J_s} = \frac{7,00}{4 \cdot 0,0097 \cdot E} = \frac{180,412}{E}$$

mithin

$$a_1 = \frac{0,2(0,253 + 4)}{6 \cdot \frac{180,412 \cdot E \cdot 0,168}{E \cdot 10,00} + 0,253 + 2} \cdot 10,00 \approx 0,42 \text{ m}$$

Zur Ermittlung des Fixpunkt-Abstandes  $a_2$  ist nun zuerst das Elastizitätsmaß der Auflagerung bei 2 nach Gleichung 2 zu ermitteln:

$$\varepsilon_2' = \frac{\varepsilon_s \cdot \varepsilon_b}{\varepsilon_s + \varepsilon_b}$$

Darin bedeutet:

$$\text{nach Gleichung 3} \quad \varepsilon_s = \frac{h}{4 \cdot E \cdot J_s} = \frac{6,63}{4 \cdot 0,0097 \cdot E} = \frac{170,876}{E}$$

$$\text{nach Gleichung 13a} \quad \varepsilon_b = \frac{l'}{30 \cdot E \cdot J_m'} \cdot \left[ 4 n' + 6 - \frac{n' + 4}{l' - a'} \cdot a' \right]$$

und die Werte eingesetzt:

$$\varepsilon_b = \frac{10}{30 \cdot E \cdot 0,168} \cdot \left[ 4 \cdot 0,253 + 6 - \frac{(0,253 + 4)}{10,00 - 0,42} \cdot 0,42 \right] = \frac{13,548}{E}$$

Damit wird

$$\varepsilon_2' = \frac{170,876 \cdot 13,548}{(170,876 + 13,548) \cdot E} = \frac{12,553}{E}$$

und danach

$$a_2 = \frac{0,2 \cdot 4,253}{6 \cdot \frac{12,553 \cdot 0,168}{E} + 2,253} \cdot 10,00 = 2,42 \text{ m}$$

In derselben Weise wurde  $a_3 \approx 2,57 \text{ m}$  ermittelt.  $a_4$  berechnet sich nach Gleichung 23a

$$a_4 = l \cdot \frac{9+n}{21,25 + 8,75 \cdot n + \frac{60 \varepsilon_4' \cdot E \cdot J_m}{l}}$$

Darin bedeutet  $\varepsilon_4'$  das Elastizitätsmaß der Auflagerung bei 4

$$\varepsilon_4' = \frac{\varepsilon_s \cdot \varepsilon_b}{\varepsilon_s + \varepsilon_b}, \quad \varepsilon_s = \frac{6,30}{4 \cdot 0,0097 \cdot E} = \frac{162,371}{E}$$

$$\varepsilon_b = \frac{10}{30 \cdot E \cdot 0,168} \cdot \left[ 4 \cdot 0,253 + 6 - \frac{(0,253 + 4)}{10 - 2,57} \cdot 2,57 \right] = \frac{10,998}{E}$$

$$= \frac{10,998}{E} = \frac{11}{E} \quad \text{mithin} \quad \varepsilon_4' = \frac{162,371 \cdot 10,998}{(162,371 + 10,998) \cdot E} = \frac{10,30}{E}$$

Die Werte in die Gleichung für  $a_4$  eingesetzt ergibt

$$a_4 = \frac{9 + 0,253}{21,25 + 8,75 \cdot 0,253 + \frac{60 \cdot 10,30 \cdot 0,168}{10,00}} \cdot 10,00 \approx 2,73 \text{ m}$$

Unter sinngemäßer Anwendung dieser Methode wurden auch die Fixpunktabstände  $b_1$ ,  $b_2$  und  $b_3$  ermittelt.  $b_4$  wird = 0, da bei 5 freies Auflager vorhanden ist.

Die Übergangs-Koeffizienten  $\mu^l$  und  $\mu^r$  wurden mit Hilfe der Gleichungen 7 und 8 ermittelt.

$$\mu_2^l = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s + \varepsilon_b} = \frac{170,876}{170,876 + 13,548} = 0,927$$

und

$$\mu_2^r = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s + \varepsilon_b} = \frac{170,876}{170,876 + 11,0} = 0,939 \text{ usw.}$$

Mit Hilfe der berechneten Fixpunkte und Übergangs-Koeffizienten wurde hierauf nach Prof. Dr. W. Ritter mittels der Grenzlinien und Einflußlinien der Einfluß der Eigengewichte und der Verkehrslasten ermittelt, vergl. die Tafel, Abbildungen 28a—c, S. 133.

Für die Berechnung der Wirkung der Bremskräfte und der Temperatur-Änderung finden die von Dr.-Ing. Max Ritter<sup>3)</sup> abgeleiteten Formeln Verwendung.

Abbildung 29 zeigt ein schematisches Bild der Momentflächen infolge der Bremskräfte, die für einen Träger mit  $H_{Br} = 21,70^t$  ermittelt wurden.

Aus Abbildung 30 sind die Momentflächen für eine Temperaturzunahme von  $\pm 15^\circ \text{ C}$  zu ersehen.

In Abbildung 28d, S. 133, sind die Grenzwerte der Momente der kontinuierlichen Rahmengruppe 1 dargestellt, und zwar oben die Maximalmoment-Linie des Fahrhahn-Längsträgers, unten jene der Ständer. Abbildung 28e zeigt die der Querkkräfte. Die Staffellinie, Abbildung 28d, stellt die Deckung der Momente durch die Eisenbewehrung dar.

<sup>3)</sup> „Schweiz. Bauztg.“, 1911, 20. Januar.

Die den Schubkraft-Diagrammen entsprechende Kraft  $Z$  liefert die in dem schräg hoch gezogenen Eisen auftretenden Spannungen. Die Diagramme wurden nach der bei Mörsch, „Der Eisenbetonbau“, 4. Auflage, Seite 345 angegebenen Methode berechnet.

Von den übrigen Rahmengruppen, die auf gleiche Weise berechnet wurden, dürften noch die Rahmen 2 und 3 Interesse bieten. Hierbei ist der Endträger des Rahmens 2 von 15,25 m Länge auf den Kragarm der Rahmen-Gruppe 3 von 4,25 m Ausladung gelenkartig aufgelagert. Die Berechnung wurde ebenfalls, unter sinngemäßer Anwendung der oben gezeigten Methode, wie bei Rahmengruppe 1 durchgeführt. Die Tafel, Abbildungen 31 a und b, S. 132, zeigt

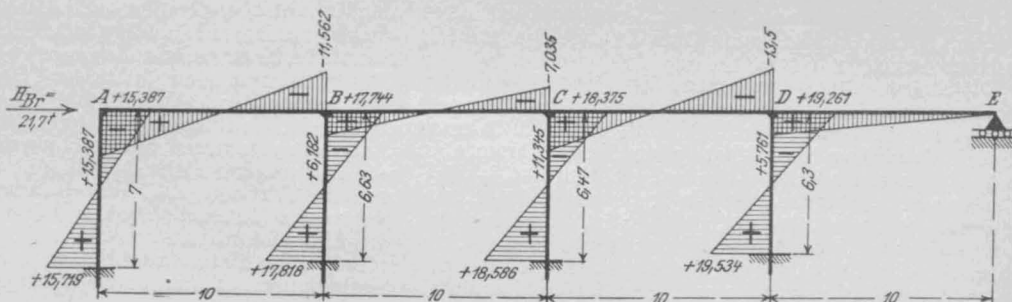
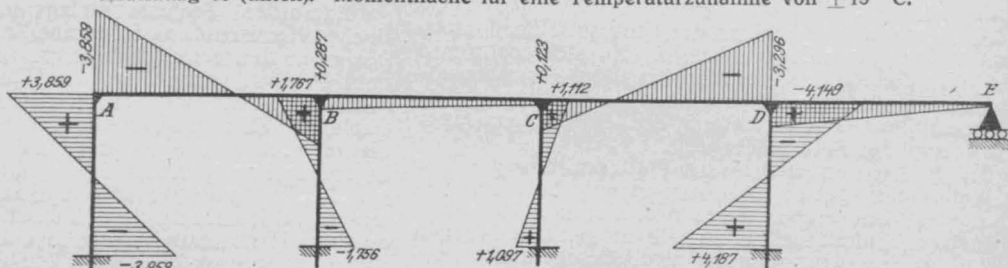


Abbildung 29. Momentenfläche für Bremskräfte. Rahmengruppe 1.

Abbildung 30 (unten). Momentenfläche für eine Temperaturzunahme von  $\pm 15^\circ \text{C}$ .



die sich ergebenden Grenzwerte der Momente der Balken und der Ständer. — (Schluß folgt.)

## Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 30. Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten. Ausgeführt in der Material-Prüfungsanstalt der kgl. Technischen Hochschule zu Stuttgart i. d. J. 1911—1914. Bericht erstattet von Dr.-Ing. C. Bach, kgl. württemb. Staatsrat, Prof. d. Masch.-Ing.-Wesens, Vorst. d. Ing.-Laboratoriums und der Material-Prüfungsanstalt und O. Graf, Ing. d. Mat.-Prüf.-Anstalt. Berlin 1915. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 25 M. —

Die Berechnung und die zweckmäßige Art der Bewehrung von Eisenbetonplatten ist noch ein umstrittenes Gebiet. Hier weitere Aufklärung zu schaffen, ist das Ziel umfangreicher Versuche, die der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“ in Stuttgart hat ausführen lassen. In einem erst kürzlich erschienenen umfangreichen Bericht über diese Versuche, der 260 S. Text, durchsetzt von zahlreichen Abbildungen, Diagrammen und zum großen Teil mehrseitigen tabellarischen Zusammenstellungen, umfaßt, sind zunächst die tatsächlichen Versuchsergebnisse nieder gelegt. Diese betreffen die Feststellung der Last bei der ersten Rißbildung, der Höchstlast, der Durchbiegung für allseitig frei aufliegende Platten quadratischer und rechteckiger Form verschiedener Dicke, verschiedener Anordnung und Stärke der Bewehrung, unter verschiedener Art der Lastverteilung. Es sind aus den Versuchen Verhältniszahlen berechnet, die das relative Verhalten der verschiedenen Platten erkennen lassen. Weitere Schlußfolgerungen werden aus den Versuchen aber noch nicht gezogen.

Untersucht wurden einige 50 allseitig frei aufliegende Platten, meist quadratisch von 2·2 m Stützweite, z. T. rechteckig mit 2·3 und 2·4 m Stützweite, von letzteren einige noch mit Mittelstützung, sodaß eine durchlaufende Platte mit 2 quadratischen Feldern entsteht. Untersucht wurden ferner 2 Plattenstärken von 80 und 120 mm, 2 Eisenstärken von 7 und 10 mm Durchm. und eine Bewehrung parallel zu den Seiten bzw. zu den Diagonalen. Die Bewehrungsstäbe waren teils im gleichen Abstand (100 mm) angeordnet, oder von der Mitte nach außen in zunehmender Entfernung (bis 145 mm), oder schließlich in der oberen Lage der sich kreuzenden Eisen näher als in der unteren (93 und 88 mm). Durch letztere Anordnung sollte erreicht werden, daß die Widerstandsfähigkeit der Platten in beiden Zugzonen, trotz verschiedener Höhenlage der Eisen, die gleiche ist.

Untersucht wurden ferner Platten von 2 verschiedenen Beton-Zusammensetzungen: 1 Raumteil Zement : 2 Rheinsand : 3 Rheinkies mit 9,2 Gewichtsprozent Wasser und 1 : 3 : 4 mit 9,7 % Wasser mit mittleren Druckfestigkeiten (gemessen an 30 cm - Würfeln) von 233 und 117 kg/qcm nach 45 Tagen und mittleren Zugfestigkeiten (gemessen an Zugkörpern von 20·20 cm Querschnitt) von 17,9 bzw. 14,2 kg/qcm. (Bei Prismen von 20·20 cm Querschnitt, 80 cm Höhe ergaben sich Druckfestigkeiten von 210 und 129 kg/qcm, das entspricht dem 11,7 bzw. 9,1fachen der Zugfestigkeit des Betons.) Das Verhältnis des Dehnungs-

Koeffizienten für Druck des Betons zu demjenigen des Eisens ( $\frac{1}{210000}$ ) schwankte bei Belastungen bis zu etwa

$\frac{2}{3}$  der Prismenfestigkeit zwischen 7,4 und 11,4 bzw. 8,7 und 14 für die gesamten Zusammendrückungen (für die federnden Zusammendrückungen unbedeutend niedriger).

Die Belastungen der Platten wurden das eine Mal um die Mitte der Platte konzentriert, das andere Mal möglichst regelmäßig über die Plattenfläche verteilt, sodaß man sie einer gleichmäßig verteilten Belastung etwa gleich setzen kann.

Um die Widerstandsfähigkeit der Platten nach Möglichkeit auf diejenige von Balken zurück führen zu können, wurden noch 35 Balken von 2 m Stützweite, 50 cm Breite, 8 bzw. 12 cm Dicke unter 2 und 4 Lasten geprüft, teils nur mit Längseisen, teils im mittleren Teil auch mit Quereisen bewehrt, die teils über, teils unter den Längseisen lagen. Diese Quereisen zeigten sich als nicht günstig hinsichtlich der ersten Rißbildung, die an den Stellen eintrat, wo Quereisen lagen. Beurteilt man die Widerstandsfähigkeit der Balken nach der Rißbildungslast und nach den gesamten, sowie den bleibenden Durchbiegungen bis zum Eintritt der Rißbildung, so erwiesen sich unter sonst gleichen Verhältnissen die Balken ohne Quereisen als widerstandsfähiger. Das ist von Bedeutung für die Beurteilung der Beobachtungen der nach zwei Richtungen bewehrten Platten.

Die Versuche mit den quadratischen Platten zeigten, wie zu erwarten war, daß die Stellung der Belastung von wesentlichem Einfluß ist. Bei beiden Plattenstärken zeigte sich bei konzentrierter Belastung nach der Mitte zu eine wesentlich geringere Widerstandsfähigkeit, die gegenüber der fast gleichmäßigen Belastung an 16 Stellen im ungünstigsten Falle bis auf  $\frac{1}{4}$  —  $\frac{1}{5}$  sank hinsichtlich der Rißbildungslast. Bezüglich der Höchstlast ist das Verhältnis nicht so ungünstig, aber doch ebenfalls ausgeprägt.

Bezüglich des Einflusses der Bewehrung auf die Rißbildungslast zeigte sich, daß die Diagonalbewehrung kleinere Lasten ergab als alle Anordnungen mit Stäben parallel zu den Seiten der Platte. Am günstigsten verhielten sich letztere Platten mit Eisen in gleichen Abständen. Setzt man für ihre Rißbildungslast die Zahl 1, so ergeben die Platten mit enger gelegten oberen Eisen (trotz größerer Eisenmenge) bei 120 mm Stärke nur 0,94, die Platten mit nach den Rändern weiter verlegten Eisen nur 0,85, die Platten mit Diagonalbewehrung 0,79. Die Verhältniszahlen für die 80 mm - Platten sind fast dieselben. Anders ist die Sache bezüglich der Höchstlasten. Setzt man wieder die Höchstlast für die Platten mit gleichem Abstand der Stäbe und paralleler Lage derselben zu den Kanten gleich 1, so ergibt sich mit 1,05 der Höchstwert für die Platte mit oben enger liegenden Eisen, 0,93 bei abnehmender Entfernung der Eisen nach den Rändern, 1,02 für die diagonalbewehrten Platten. Die letzteren sind also bezüglich der Höchstlast nahezu gleichwertig mit den parallel zu den Kanten bewehrten, mit etwa gleichem Ge-



wicht der Eisenbewehrung. Bei den 80 mm starken Platten ergaben diejenigen mit Diagonalbewehrung sogar mit 1,05 den Höchstwert.

Die Stärke der Bewehrung (7 mm und 10 mm, Eisengewicht im zweiten Falle etwa doppelt so hoch) macht sich in einer Erhöhung der Ribbildungslast und in noch höherem Grade der Höchstlast geltend. Stellt man aber das Verhältnis von Last zu Eisengewicht auf, so ist dasselbe so erheblich günstiger für das schwächere Eisen, daß dieses wirtschaftlich vorzuziehen ist. Während das Eisengewicht von 7 auf 10 mm auf das Doppelte steigt, erhöhte sich die Höchstlast nur auf das 1,34fache. Bei den 80 mm starken Platten wurden auch Parallel- und Diagonal-Bewehrungen neben einander erprobt. Auch bei letzterer Anwendung zeigten sich die schwächeren Eisen im Verhältnis günstiger.

Die Risse zeigten sich an der Unterseite der Platten zuerst in Form von Diagonalrissen, die sich mehr und mehr über die Platte verbreiten, an der Oberseite erschienen zuerst an den Ecken konzentrische Risse, später Eckrisse in der Diagonalrichtung, die schließlich zu einer Zerdrückung des Betons führen.

Auf die Einsenkungen der Plattenmitte gegenüber den Widerlagern hat bei Belastungen unterhalb der Ribbildungslast eine engere Lage der oberen Stäbe einen ungünstigen Einfluß, bei hohen Belastungen tritt dagegen die stärkere Bewehrung günstig in die Erscheinung. Vermehrung des Abstandes der Eisen nach dem Plattenrande zu hat unter allen Umständen Erhöhung der Einsenkung zur Folge. Zwischen Parallel- und Diagonal-Bewehrung zeigte sich nach Überschreitung der Ribbildungslast kein Unterschied. Für die höheren Lasten ist die schräg bewehrte Platte die weniger nachgiebige. Die Platten mit stärkerer Eisenbewehrung biegen sich bei den höheren Lasten weniger durch als die schwächer bewehrten.

Bei den rechteckigen Platten ist der Verlauf der Ribbildung ein anderer. Hier entstehen an der Unterfläche zunächst parallel der längeren Seite Risse, dann von diesen ausgehend Diagonalrisse; erst später folgen Querrisse parallel zur kurzen Plattenseite (deren Eisen hier unten lagen). An der Oberfläche entstehen zunächst wieder Risse in der Nähe der Ecken, senkrecht zu den Diagonalen, dann diagonale Eckrisse, die schließlich zu einer Zerdrückung des Betons führen. Bei den Platten im Verhältnis 4:2 zeigten sich die Längsrisse parallel der längeren Seite besonders ausgeprägt.

Vergleicht man die Ribbildungslast mit den quadratischen Platten 2·2 m, so ergibt sich, wenn für diese die Last gleich 1 gesetzt wird, für die Platten 3·2 die Zahl 0,89, für die Platten 4·2 die Zahl 0,94. Bezüglich der Höchstlast ergaben sich dagegen die Vergleichszahlen 1, 1,10 und 1,26. Die rechteckigen Platten haben sich also unter der Höchstlast verhältnismäßig widerstandsfähiger erwiesen als unter der Ribbildungslast.

Die rechteckigen Platten 4·2, durch Mittelstütze in 2 quadratische Platten 2·2 m geteilt, zeigten an der Unterseite zunächst Diagonalrisse, von den 4 Ecken ausgehend, dann auch Diagonalrisse, von der Mittelstütze ausgehend und schließlich ein Ribbild wie bei 2 getrennten quadratischen Platten. Ueber der mittleren Stütze traten zuletzt noch Risse hinzu. Dem entspricht, daß sich hinsichtlich der Ribbildungslast kein Unterschied zeigte gegenüber 2 einfachen Platten 2·2 m. Bezüglich der Höchstlast zeigte sich die Platte mit Mittelunterstützung aber überlegen. Bei einer Plattenbelastung an 16 Stellen würde die Gesamtlast zweier nicht zusammenhängender Platten 2·2 m nur 0,82 der Höchstlast der durchlaufenden Platte 4·2 getragen haben. Bezieht man die Höchstlast auf 1 kg Eisen-Einlage, so ergibt sich für die durchlaufende rechteckige Platte nur eine geringfügig höhere Last, d. h. die verhältnismäßige Wirksamkeit des Eisens war bei den quadratischen Platten und den über eine Mittelstütze durchlaufenden rechteckigen Platten (bei gleicher Gesamtfläche und Stärke, gleichem Abstand der Eisen und gleicher Stärke derselben) nicht ausgeprägt verschieden.

Die Versuche geben nach mancher Richtung hin neue Aufschlüsse über das Verhalten von Eisenbetonplatten unter Belastung. Ihre weitere Auswertung, die mit Rücksicht auf den Mangel an Kräften während des Krieges einer weiteren Arbeit vorbehalten bleiben mußte, darf mit Spannung erwartet werden.

Deutscher Beton-Verein. Bericht über die XVII. Hauptversammlung 1914. Der Bericht über die Hauptversammlung vom März 1914, dessen Erscheinen durch die Schwierigkeiten der Protokoll-Feststellung während des Krieges stark verzögert wurde, liegt jetzt vor. Er umfaßt die Verhandlungen des Vereins über innere Angelegenheiten, an denen nur die Mitglieder teilnahmen, und

den Bericht über die öffentliche Versammlung, in welchem die interessanten Vorträge den Hauptraum einnehmen. Sämtliche Vorträge sind in unseren „Mitteilungen“ Jahrg. 1914 bzw. dem Hauptblatt der „Deutschen Bauzeitung“ (Kuppelbau der kgl. Bibliothek) bereits erschienen und diesen Veröffentlichungen ist auch das reiche Abbildungsmaterial entnommen, mit welchem der Bericht geschmückt ist. Der umfangreiche Bericht (8<sup>o</sup>, 359 S., 218 Abbildungen im Text und z. T. auf besonderen Tafeln) bietet ein wertvolles Material sowohl auf dem konstruktiven Gebiet des Eisenbetonbaues, wie in der Erforschung der Eigenschaften des Betons und Eisenbetons. Der Bericht ist im Verlage der „Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H.“ Berlin erschienen. —

## Vermischtes.

Zum ordentl. Professor für Ingenieur-Wesen an der Technischen Hochschule zu Karlsruhe ist der bisherige Privatdozent an der technischen Hochschule zu Berlin Dr.-Ing. Emil Probst ernannt worden. Das Lehrgebiet umfaßt neben Statik der Hochbau-Konstruktionen das gesamte Gebiet des Eisenbetonbaues für Architekten und Ingenieure, d. h. also ein Gebiet, auf dem Probst als Zivil-Ingenieur, Forscher, Lehrer und Mitherausgeber der Zeitschrift „Armierter Beton“ seit Jahren mit Erfolg tätig gewesen ist. Die Karlsruher Hochschule ist damit die erste deutsche Hochschule, die den Eisenbetonbau als selbständigen Lehrauftrag behandelt. Professor Probst ist geborener Gesterreicher, studierte in Wien und Paris, war eine Zeit lang an der Materialprüfungs-Anstalt in Zürich, sowie in Amerika tätig und habilitierte sich nach Ablegung der Dr.-Ing.-Prüfung 1909 an der technischen Hochschule zu Berlin, wo er über ausgewählte Kapitel aus dem Gebiet des Eisenbetons las. Probst hat die deutsche Nationalität erworben, hat sich mit Beginn des Krieges als Bauleiter freiwillig der Militärbehörde zur Verfügung gestellt und ist unseres Wissens mit größeren Ausführungen im Osten betraut worden. Seine Vorlesungen wird er vermutlich erst mit Schluß des Krieges aufnehmen. —

Eine Dr.-Ing. Ernst Preuß-Stiftung für die Technische Hochschule zu Darmstadt ist laut Testament des am 28. Aug. v. J. gefallenen Privatdozenten Dr. Preuß mit einem Kapital von 6200 M. errichtet worden. Aus den Zinsen sollen Assistenten der Material-Prüfungsanstalt Beihilfen zu experimentellen und wissenschaftlichen Untersuchungen verliehen werden. —

Tabelle zur Berechnung von Zweigelenk-Rahmenbindern mit geradem Riegel. In No. 12 ist auf S. 96 bedauerlicherweise ein Schreibfehler unterlaufen. Die Formel für den Horizontalschub soll richtig lauten:

$$H = \frac{\frac{1}{12} q l \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^2}{\frac{2}{3} \frac{J_b}{J_s} + \frac{l}{h}}$$

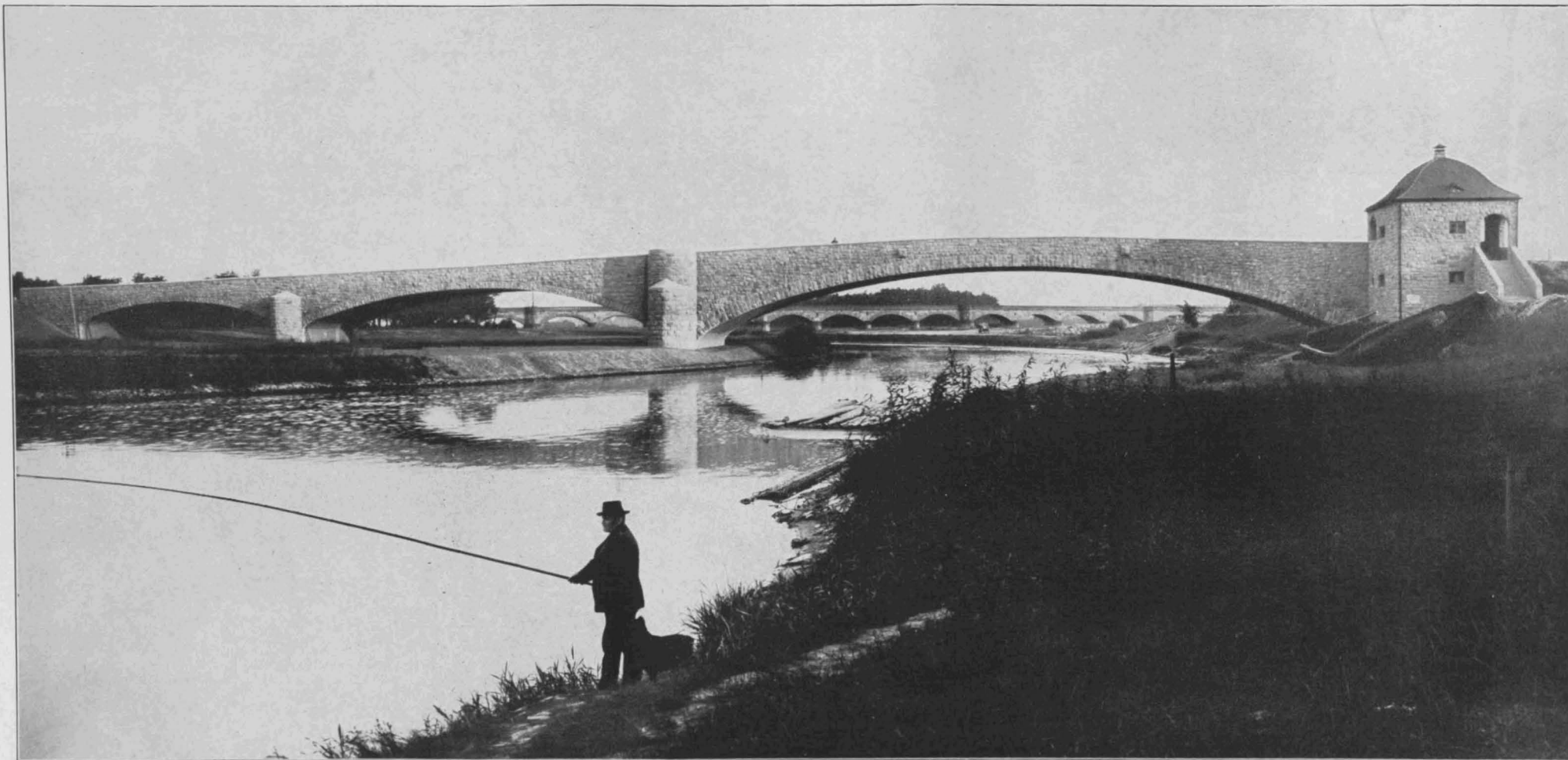
Die übrigen Ausdrücke, sowie die Tabellenwerte behalten ihre Richtigkeit. —

Ing. Skall.

Der Eisenbeton-Pfahlrost für die neue Fischhalle in Ymuiden (Holland) zeigt einige Besonderheiten. Nach „Der Ingenieur“ Jahrg. 1915, No. 27, haben die 10,5 bis 14,75 m langen Pfähle achteckigen Querschnitt von 44 cm Durchmesser und besitzen eine Längsbewehrung von 12 Rundeisen von 19–25 mm Stärke, sowie eine Spiralbewehrung aus 8 mm Rundeisen mit 10 cm Ganghöhe. Am Kopf und Fuß ist die Ganghöhe, um höhere Widerstandsfähigkeit zu erzielen, auf 5 cm herabgesetzt. Ursprünglich vorgesehene Pfahlschuhe sind später fortgelassen worden; die Längsstäbe sind lediglich zur Spitze zusammen gezogen und die unterste Windung der Spirale ist doppelt geflochten. Der Beton ist in einem Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Zement : 1½ Sand : 1½ Kies gemischt. Die Pfahloberflächen sind, um den Angriff des Seewassers zu verhüten, nach 15tägiger Erhärtung 2 mal mit Teer gestrichen. (Der 2. Anstrich wurde 10 Stunden nach dem ersten aufgebracht.) Die Pfähle wurden 30 Tage nach Herstellung verwendet. Sie wurden bis 6 m Tiefe mit Wasserdruk eingespült und dann mittels 4 schweren Rammhämmern mit 1,4 m Fallhöhe eingerammt. Die Rammhaube bestand aus Gußstahl und zeigte im senkrechten Schnitt H-Form. In den unteren Teil griff der Pfahlkopf ein, in den oberen ein Hartholz-Rammklotz. Unter dem Rammklotz und über dem Pfahlkopf war eine Lage Putzwolle zur Schlagdämpfung eingebracht. —

Inhalt: Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn. (Forts. statt Schluß.) — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



TRASSENBRÜCKE ÜBER DIE SAALE BEI DÜRRENBURG. \* VORENTWURF: KGL. LANDESBUAUAMT IN WEISSENFELS. \* ENTWURF UND AUSFÜHRUNG: ZEMENTBAUGESCHÄFT RUDOLF WOLLE IN LEIPZIG.

\*\*\*\*\*

DEUTSCHE BAUZEITUNG  
MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND  
EISENBETONBAU \* XII. JAHRGANG 1915 \* NO. 18.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

NO 18.

### Straßenbrücke über die Saale bei Dürrenberg.

Von Ober-Ingenieur Hanf des Zementbaugeschäfts Rud. Wolle in Leipzig.

Hierzu eine Bildbeilage.



**L**m Herzen unseres deutschen Vaterlandes, an den Ufern des oft besungenen Saaleflusses, der in früheren Zeiten seinen zahlreichen Bauten, seinen kühnen Burgen, Schutz und Schirm gewährte, stellt nunmehr die Gegenwart mit ihrem fortschrittlichen Geist neue Forderungen und nicht mehr dem trennenden

Schutz dienen die Ufer, sondern zum friedlichen Verkehr werden sie verbunden durch Bauten modernster Art. So ist vor einigen Monaten trotz Kriegsgebraus in Ost und West ein Bauwerk dem Verkehr übergeben worden, das in verschiedenen Punkten einen interessanten Beitrag zum Stand des Massivbrückenbaues bilden dürfte.

Seit vier Jahrzehnten hat die Frage eines Brückenbaues den allbekannten Salinenort Dürrenberg a. d. Saale beschäftigt. Eine Fähre bei Dürrenberg war die einzige Verbindung der Saale-Ufer zwischen den Städ-

ten Merseburg und Weißenfels und den anschließenden Hinterländern. Infolgedessen war der Verkehr an dieser Stelle ein außerordentlich reger. Gewichtige Aktenfolianten bilden die Geschichte des beabsichtigten Brückenbaues, bis endlich das Jahr 1914 infolge der energischen Förderung der Angelegenheit durch Hrn. Landrat Frh. v. Wilkowski in Merseburg und Hrn. Landesbaumeister Grulich als Vorstand des Landesbauamtes Weißenfels eine Klärung brachte und dem Ort Dürrenberg der lang gehegte Wunsch nach einer festen Verbindung mit dem linken Saale-Ufer erfüllt wurde.

Entsprechend der durch den Betrieb der Seilfähre seit langer Zeit festgelegten Verkehrsrichtung einerseits und anderseits durch die Forderung, diesen Fährbetrieb während der Bauzeit aufrecht zu erhalten, war die gegebene Stelle für den Brückenbau die unmittelbare Nähe der Fähre. Aus dem Lageplan Abbildung 1, S. 139 geht die gewählte Linie hervor.

Das wasserabführende Querprofil an der Brückenbaustelle mußte auf Grund rechnerischer Ermitte-

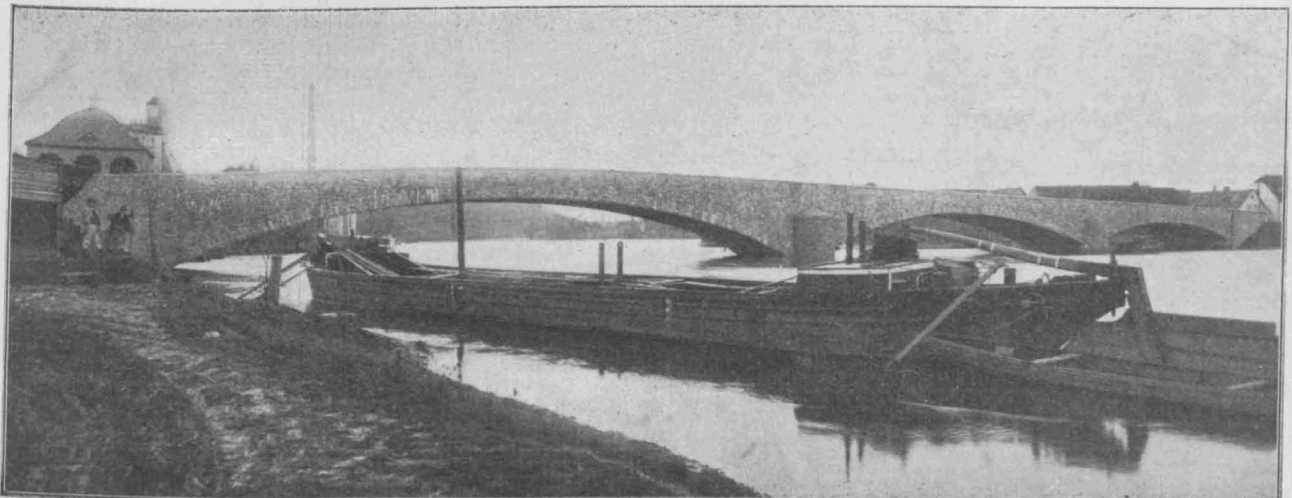


Abbildung 3. Gesamtansicht der fertig gestellten Brücke bei Hochwasser (Blick stromaufwärts).





lungen einen Querschnitt von 488 qm besitzen. Zur Erzielung dieser Fläche war das linke Vorland bis zu einer Länge von 80 m flussauf und 140 m flussab bei einer mittleren Tiefe von 1,8 m anschließend an die Treidelwege abzugraben. In Rücksicht auf den Widerstand der Pfeilerbauten und der eintauchenden Gewölbezwickel wurde das erforderliche Durchflußprofil noch um ein Geringes erhöht, sodaß 494 qm wasserabführende Fläche in Frage kamen. Wie mittlerweile der Augenschein gelehrt hat, hat diese Abgrabung sich außerordentlich gut bewährt und einen ungehinderten Wasserabfluß ermöglicht.

Die Untergrundverhältnisse an der Baustelle wurden durch Bohrlöcher in genügender Anzahl in ungefährer Lage der zukünftigen Pfeiler und Widerlager festgelegt und ergaben nach Durchfahrungeiner mehrere Meter starken, aus Lehm und grauem Sand bestehenden Deckschicht reinen, groben Flußkies von 6 bis 7 m Mächtigkeit. In größerer Tiefe wiederholte sich nochmals eine Lettenschicht von 1 bis 2 m Höhe und darunter kam fauler Sandsteinfelsen.

Seitens der ausschreibenden Behörde, dem Landesbauamt in Weißenfels, war ein Vorentwurf aufgestellt worden, der als allgemeine Unterlage der engeren Ausschreibung diente. Die Einreichung von Sondervorschlägen nebst Kostenberechnungen war den Bewerbern gestattet. Sämtliche eingegangene Lösungen behielten mit kleinen Abweichungen die bauseitig getroffene Anordnung bei. Zur Ausführung wurde nachstehend beschriebener Entwurf der Firma Rud. Wolle in Leipzig gewählt.

Mit einem Hauptbogen von 58 m Spannweite wird der im Brückenprofil in Höhe des Mittelwassers 50 m breite Saale-Fluß (wie Abbildung 2a und b zeigen) überschritten. An der linken Deichseite schließen sich dann 2 Flutöffnungen von 35 m und 21,6 m Lichtweite an. Der am linken Uferand der Saale angeordnete Hauptpfeiler besitzt über Gelände eine Stärke von 4,5 m, während der Landpfeiler zwischen den Flutöffnungen mit 3 m bemessen ist, sodaß die gesamte Länge des Bauwerkes zwischen den Endwiderlagern 122,1 m beträgt. Die beiderseitigen Rampen erheben sich mit einem Neigungsverhältnis 1:25 bis zum Scheitel des Hauptbogens, wo auf eine Länge von 13 m eine Ausrundung erfolgt. Die lichte Weite der Brückenbahn zwischen den massiven Geländern beträgt nach Abb. 2c und d 9,5 m, wovon 6,5 auf die Fahrbahn, 2 m auf den oberstromseitigen, 1 m auf den unterstromseitigen Fußweg entfallen. Die beiderseitigen massiven Geländer sind je 35 cm stark, sodaß die gesamte Gewölbetiefe 10,2 m mißt. Mit diesen Breitenabmessungen dürfte dem Verkehr, wie er im Bereich kleinerer Städte und ländlicher Gemeinden sich abspielt, in weitsichtiger Erkenntnis Rechnung getragen sein. Die hierüber bestimmenden Körperschaften haben im vorliegenden Falle in nachahmenswerter Weise die durch eine Mehrbreite entstehenden geringen Kosten nicht gescheut und von vorn herein für eine ausreichende Breite gesorgt, im Gegensatz zu der leider oft wiederkehrenden Tatsache, daß meistens erst nach Fertigstellung des Bauwerkes die Erkenntnis kommt, daß dessen Breite aus Sparsamkeitsgründen viel zu gering bemessen wurde.

Das gesamte Bauwerk ist mit Ausnahme der Gelenke in reinem Stampfbeton ausgeführt. Die Nähe eines brauchbaren Kiesmaterials und eines dadurch ermöglichten billigen Kiespreises war hierbei mitbestimmend. Die gesamten Ansichtsflächen sind mit Natursteinen aus Muschelkalk verkleidet, nur die Gewölbe-Leibungen blieben im Beton sichtbar. Die Wahl der Naturstein-Verblendung gegenüber der ebenfalls in Frage kommenden Herstellung der An-

sichtsflächen mittels Vorsatzbeton wurde dadurch erleichtert, daß der Preis für die Verblendung nicht wesentlich höher war als der für das in diesem Falle teuer zu beschaffende Vorsatzmaterial mit der späteren steinmetzmäßigen Bearbeitung derselben. Unsere Bildbeilage und Abbildung 3 auf Seite 137 zeigen die Gesamterscheinung der Brücke.

Die Gründungen sind bei der ziemlich gleichmäßigen Beschaffenheit des Untergrundes durchweg bis auf den groben Kies bzw. in diesen hineingeführt. Das rechtsseitige Landwiderlager ist 3,5 m tief in den festgelagerten Kies hinabgeführt. Die Baugrube ist an der Wasserseite mit Spundwänden von 12 cm Stärke mit kräftiger Eisenschuh-Bewehrung gesichert, während an der Rückseite des Widerlagers, auf die in erster Linie die Wirkung der Schubkräfte zur Geltung kommt, eine solche von 20 cm Stärke zur Anwendung kam. Bei den seitlichen Wandungen der Baugrube genügte die Anordnung von Stülpwänden bei sorgfältigster Abstufung und Wasserhaltung. Der Wasser-

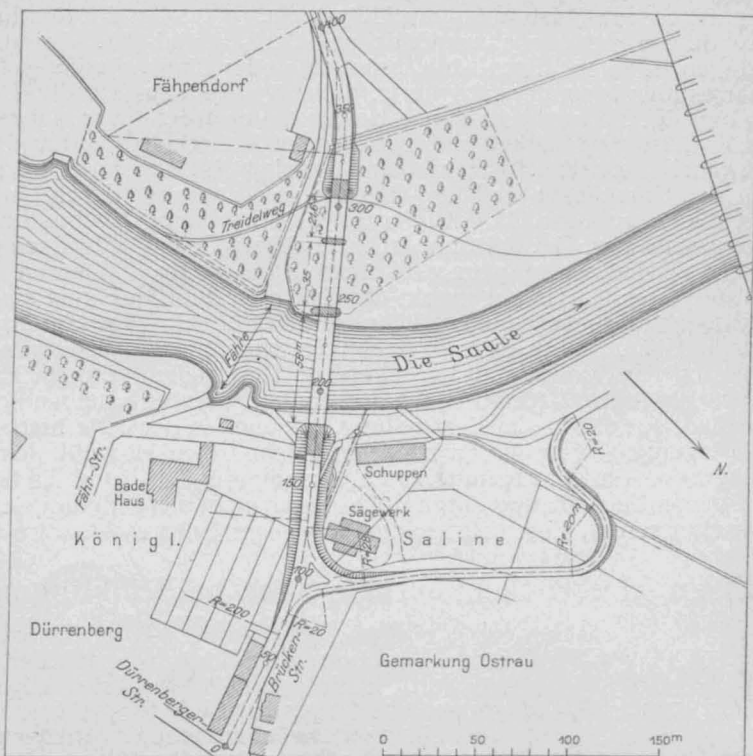


Abbildung 1. Lageplan der neuen Saalebrücke bei Dürrenberg.

Andrang, der sich bei den stark durchlässigen Schichten als sehr stark erwies, konnte mittels zweier Kreiselpumpen bewältigt werden, sodaß sich nach Einbringung einer gut wirkenden Drainage der Betonklotz der Widerlager in seinen Abmessungen 10,7/16 m ohne Schwierigkeiten ausführen ließ. Der linksseitige Uferpfeiler ist ebenfalls auf Kies gegründet. Auch hier ist zur Sicherung die wasserseitige Flucht durch eine Spundwand von 12 cm Stärke geschützt, während die rückwärts gelegene Begrenzung des Fundamentes durch eine ebensolche Wand gesichert ist.

Seitwärts ließ es die Baugrund-Beschaffenheit ebenfalls zu, nur Stülpwände in Anwendung zu bringen. Der zwischen den Flutbögen befindliche Mittelpfeiler sowohl, als auch das Endwiderlager liegen mit ihren Gründungssohlen etwa 3 m höher als die vorerwähnten Bauwerkteile. Sie sind auf den dort höher ansteigenden Kies gegründet und ließen sich ebenfalls in der einfachsten Weise durch Stülpwand-Aussteifung der Baugruben einbringen.

Die Anstrengung einer möglichst geringen Eintauchtiefe der Kämpfer einerseits und die Vermeidung größerer Steigungsverhältnisse der Rampen andererseits hatte zur Folge, daß das Pfeilverhältnis der Gewölbe sehr flach gewählt werden mußte. Bei der

Flachheit der Gewölbe und bei dem Vorhandensein eines immerhin preßbaren Untergrundes war die Ausführung als Dreigelenkbogen unbedingterforderlich. Beim Hauptbogen betrug das Pfeilverhältnis, bezogen auf die Gelenkpunkte bei einer Spannweite derselben von 54 m, 1:11. Bei dem Seitenbogen von 34,2 m Spannweite betrug die Pfeilhöhe 1:10,3, bei dem Bogen von 26 m Spannweite 1:10,6. Die Gelenkpunkte liegen bei dem Hauptbogen und bei dem 1. Flutbogen in gleicher Höhe, während der 2. Flutbogen zur Erzielung eines besseren Ausgleiches des beiderseitigen Schubes etwas höher angesetzt wurde.

Die Gelenke sind in allen Oeffnungen als Wälzgelenke in Beton mit Eiseneinlagen ausgeführt. Da für Verhältnisse wie im vorliegenden Falle, d. h. für eine Spannweite von 54 m bei einem Pfeilverhältnis von 1:11 mit den sich ergebenden bedeutenden Gelenkkraften eine derartige Ausführung bisher nicht vorliegt, und da teilweise ein Vorurteil in Bezug auf die Anwendung von Wälzgelenken bei größeren Spannweiten besteht, dürfte ein näheres Eingehen auf die Gelenk-Ausbildung am Platze sein.

Bei den verschiedenen möglichen Gelenk-Ausbildungen in Beton, Eisenbeton, Naturstein oder Stahl, war es hier besonders schwierig, diejenige Wahl zu treffen, die bei nicht zu hohen Kosten die erforderliche Leistungsfähigkeit mit genügender Sicherheit gewährleistete. Die Ausschreibungsunterlagen sahen für den Hauptbogen Gußstahl-Gelenke vor, während für die Seitenbogen die Wahl der Gelenk-Ausbildung freigestellt war. Zweifelsohne ist bei Gußstahl Gelenken die Gelenkwirkung am vollkommensten gewährleistet. Der Durchgangspunkt der Kräfte ist durchaus genau festgelegt und damit für das Gewölbe selbst die Entstehung von irgendwelchen Zusatzspannungen auf das Mindestmaß herabgesetzt. Dem stehen aber gegenüber zunächst die wesentlich höheren Kosten, sowohl in der Beschaffung, als auch in der Verlegung. Des weiteren bedürfen solche Gelenke einer gewissen Unterhaltung, zumal wenn die Möglichkeit einer Ueberflutung durch Hochwasser nicht ausgeschlossen ist. Eine stete Dichthaltung gegen äußere

Einflüsse ist auf jeden Fall wünschenswert. Im vorliegenden Falle ergab sich zwischen den Kosten der Stahlgelenke und den Kosten der Massivgelenke ein Verhältnis von 3:1, sodaß man sich in Rücksicht auf eine Summe von etwa 6600 M., die man anderen baulichen Maßnahmen dienstbar machen konnte, entschloß, Massivgelenke zu wählen.

Gelenke aus Granitquadern schieden bei dem außerordentlich hohen Gelenkdruck und der daraus sich ergebenden starken Zugbeanspruchung senkrecht zur Druckrichtung aus, da ja bekanntermaßen die Zugfestigkeit dieses Materiales außerordentlichen Schwankungen unterworfen ist. Auch die Verlegung der einzelnen Quadersteine ist, wie die Erfahrung gezeigt hat, eine ungemein schwierige Arbeit und trotz der größten Aufmerksamkeit nie so zu erreichen, wie es erforderlich wäre. Die Berührungsflächen jedes einzelnen Steines werden zwar mit der größten Sorgfalt behandelt, geschliffen usw. Im verlegten Zustande jedoch ist die Berührungslinie, d. h. die Gelenkachse mitunter recht problematisch bezüglich der richtigen Lage, ein Umstand, der selbstverständlich bei allen Gelenkquadern, sei es Naturstein oder Beton, sofern sie als Einzelquader verlegt werden, zutrifft. Deshalb wurde bei dieser Ausführung hier von ganz Abstand genommen.

Für die Konstruktion verblieben somit nur noch an Ort und Stelle hergestellte Betongelenke, denen durch ein entsprechendes Mischungsverhältnis des Betons und durch Eisenbewehrung sehr wohl die Eigenschaften verliehen werden konnten, die sie zur sicheren Uebertragung der gewaltigen Kräfte geeignet machen. Der Entschluß, Eisenbeton-Gelenke auszuführen, wurde auch insofern erleichtert, als die ausführende Firma gelegentlich anderer Bauausführungen bereits umfangreiche Versuche mit Gelenksteinen in natürlicher Größe vorgenommen hatte. Die hierbei erzielten Ergebnisse rechtfertigten sehr wohl den Schritt, auch für größere Abmessungen und die hieraus folgenden hohen Beanspruchungen, Betongelenke zur Anwendung zu bringen. —

(Schluß folgt.)

## Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn.

Von H. Dürr, Ob.-Ing. der Fa. Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Straßburg i. E. (Schluß.)



it der Ausführung des Bauwerkes wurde im Frühjahr 1913 begonnen und die gesamte Anlage trotz eines sechswöchentlichen Streiks im Spätjahr desselben Jahres fertiggestellt. Die für das Bauwerk zur Verwendung gekommenen Baustoffe wurden ausschließlich des Zementes von dem Hüttenwerk selbst hergestellt oder gewonnen. Als Beton-Zuschlagsmaterial wurde Hochofen-Schlackensplitt bis 3 cm Korngröße und granulierter Hochofen-Schlackensand in Mischung 1:1 gewählt. Um ein gleichmäßig festes scharfes Sandkorn zu erhalten, war es nötig, den Schlackensand mittels Kollergängen zu mahlen, da durch die Granulierung der Schlacke poröse und hohle, krystallartige Gebilde entstehen, die nicht nur die Festigkeit des Betons beeinträchtigen, sondern auch die Verarbeitung des Betons im plastischen Zustand erschweren. Als Betonbindemittel kam Portland-Zement, Marke „Thyssen“, vom Zementwerk Jacobus, Hagendingen, zur Verwendung. Das Mischungsverhältnis war für den Eisenbeton 1:2½:2½, d. h. auf ein Raumteil Portlandzement kamen je 2½ Raumteile Schlackensplitt und gemahlener Schlackensand. Für den Stampfbeton wurde je nach den errechneten Beanspruchungen eine Mischung von 1:3:5, 1:4:6 und 1:5:7 gewählt. Für die Eisenbewehrung kam basisches Thomasflußeisen und für die Auflagerkörper der Hochbahnträger beim Kragarm und auf den Endwiderlagern Formstahl zur Verwendung.

Bei der Ausführung der Saarbrücke wurde zuerst,

nach Fertigstellung der Widerlager bis auf Höhe der eingreifenden Eisenbewehrung, das Untergerüst gestellt und die Fahrbahn betoniert. Bei dem Untergerüst war eine Schiffsöffnungsöffnung von 10 m Breite frei zu lassen, sodaß einschl. des Leinpfades, eine Spannweite von 14 m zu überbrücken war. Die Ueberbrückung dieser Oeffnung erfolgte durch hölzerne Fachwerkträger mit eisernen Knotenblechen und Zugankern, deren Einzelheiten aus Abb. 33 a—c hervorgehen. Nach Erhärten der Fahrbahn kam das vorher abgegebene Obergerüst für die Tragrippen zur Aufstellung (vergl. Abb. 32 in No. 17). Die Betonierung der Gewölbe-Tagrippen erfolgte in einzelnen Abteilungen. Für die Reihenfolge der Ausbetonierung der Abteilung war maßgebend, daß lange zusammenhängende Gewölbestücke möglichst spät erhalten wurden, d. h. erst wenn nur noch geringe Lasten auf das Lehrgerüst kamen, sodaß dessen Formänderungen nicht mehr schädlich wirken konnten. Zum Ablassen der Brücke wurden überall Sandtöpfe vorgesehen. Die angenommene Ueberhöhung des Bogens betrug 8 cm und diejenige der Fahrbahn 5 cm.

Nach Verlauf von 22 Tagen nach dem Betonieren der Gewölbebrücke wurde mit dem Absenken des Lehrgerüsts begonnen. Die erste Absenkung erfolgte in der Weise, daß aus den schmiedeeisernen Sandtöpfen von der Mitte aus gegen die Widerlager zu je ⅓ Sand entsprechend einer Absenkung von 2 mm entnommen wurden. Zu diesem Zwecke sind die Sandtöpfe unten mit einem Loch versehen, das mit einem Schraubenstöpsel verschließbar ist. Bei den folgenden Absenkungen wurde den Sandtöpfen in derselben Reihenfolge je ¼ Sand entnommen.





Als Sand kam feinkörniger Moselsand zur Verwendung, der durch Röstung gut getrocknet war. Die Sandtöpfe hat man, damit der Sand auch gut trocken blieb, mit Asphalt vergossen. Die endgültig bleibende Senkung der Brücke betrug im Scheitel des Bogens 10<sup>mm</sup> und in der Fahrbahnmitte 16<sup>mm</sup>. Da sich bei früheren Ausführungen in den Eisenbeton-Hängestangen öfter Zugrisse zeigten, wurden bei diesem Bauwerk die Hängestangen erst betoniert, nachdem die Brücke vollständig fertiggestellt und abgelassen war, sodaß also vor der Betonierung die Eisenbewehrung der Hängestangen schon durch die Eigenlasten,

die den größten Teil der Gesamtbelastung ausmachen, angespannt waren. Diese Maßnahme hat sich gut bewährt und bis heute, nach 1½jährigem Betrieb, haben sich noch keinerlei Risse gezeigt.

Die Ausführung der Bogenbrücke über die Gleisanlage erfolgte in ähnlicher Weise. Einige Schwierigkeit bot bei dem Lehrgerüst die Ueberbrückung der Gleisanlage, da der Betrieb auf dieser nicht gestört werden durfte. Bei dem hierfür vorgesehenen hölzernen Sprengwerk, vergl. Abb. 34, S. 141, wurde der Horizontalschub durch 2 seitlich angeordnete eiserne Zuganker mit Spannschlössern aufgehoben. —

## Berechnung von Stützmauern in Eisenbeton.

Von Ingenieur Karl Schäfer in Berlin-Charlottenburg.

Für die Berechnung von Winkel-Stützmauern seien nachstehend einige Formeln mitgeteilt, deren Wert in ihrer Kürze und in dem Umstande liegt, daß sie in jedem Fall gestatten, von vornherein die Bauwerks-Abmessungen so zu finden, daß die zulässigen Bodenpressungen gerade erreicht und die hiermit im Zusammenhang stehenden Mindest-Abmessungen der Mauern festgelegt werden. Die Ermittlungen setzen durchweg wagrechtes und überall gleichmäßig belastetes Gelände voraus. Auch für den Fall, daß die Belastung gleich Null ist, folgen aus den Stammgleichungen mühelos die hierfür geeigneten Werte. Die Kürze der Formeln wurde hauptsächlich dadurch erreicht, daß das Gewicht des Eisenbetons demjenigen der Hinterfüllungserde gleich gesetzt wurde. Der Genauigkeitsgrad, mit dem die Bauwerks-Abmessungen berechnet werden, wird hierdurch nicht berührt, wie ein Vergleich mit einer nach den genaueren Formeln von Dr.-Ing. Weiske berechneten Stützmauer (s. Handbuch für Eisenbetonbau, II. Aufl., III. Bd. S. 361) zeigt. Der Grund hierfür liegt, abgesehen von dem weniger großen Gewichts-Unterschiede, in den geringen Massen, aus denen Eisenbeton-Stützmauern bestehen, und hierzu kommt, daß die Vorderwände der Mauern an Stellen stehen, wo ihre Massen nur geringe Beiträge zu den in Frage kommenden statischen Momenten liefern.

Der Vollständigkeit halber möge zunächst unter A. ein Winkelprofil betrachtet werden, dessen Erdschenkel-Breite so gewählt wurde, daß die Mittelkraft aus Erddruck und Gewicht der Hinterfüllungserde nebst Auflast durch den vorderen Kernpunkt der Bodenfuge geht, sodaß also nur Druckspannungen zwischen Boden und Platte auftreten. Die zulässige Bodenpressung wird hier nicht immer erreicht; vorteilhaft ist dieser Querschnitt insofern, als er einen höheren Sicherheitsgrad gegen Kippen der Mauer bietet, was bei unsicherem Baugrund von Bedeutung sein kann. In erster Linie ist aber für die Standsicherheit einer Mauer die jeweils zulässige Bodenpressung maßgebend, und diese kann unt. Umst. eine noch größere Breite der Bodenplatte bedingen als der jetzt betrachtete Fall vorsieht.

Im Folgenden bedeuten:

$E$  = Erddruck,  $z$  = Höhenveränderliche,  $q$  = gleichmäßige Belastung der Erde in Bezug auf die Flächen-Einheit,  $\gamma$  = Raumgewicht der Hinterfüllungserde,  $H_0 = \frac{q}{\gamma}$  = Höhe der durch Erde ersetzt gedachten Gelände-Belastung,  $H$  = Wandhöhe +  $H_0$ ,  $\varphi$  = natürlicher Böschungswinkel,  $\psi = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ ,  $B$  = Breite der Bodenplatte,  $P$  = Gewicht der Hinterfüllungserde und Auflast,  $\sigma$  = Bodenpressung,  $\sigma_z$  = zulässige Bodenpressung.

Entsprechend den oben gemachten Voraussetzungen, ist die spezifische Pressung auf die Wand in der Tiefe  $z$ :

$$1) \quad p = \frac{dE}{dz} = d\left(\frac{\gamma \cdot z^2}{2} \cdot \tan^2 \psi\right) = \gamma \cdot \tan^2 \psi \cdot z;$$

der Erddruck zwischen den Grenzen  $H$  und  $H_0$ :

$$2) \quad E = \int_{H_0}^H p \cdot dz = \gamma \cdot \tan^2 \psi \cdot \frac{H^2 - H_0^2}{2};$$

und sein statisches Moment in Bezug auf die Horizontal-Ebene am Mauerfuß:

$$3) \quad M_E = \gamma \cdot \tan^2 \psi \int_{H_0}^H (H-z) \cdot z \cdot dz = \frac{\gamma \cdot \tan^2 \psi \cdot H}{6} \cdot \left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right];$$

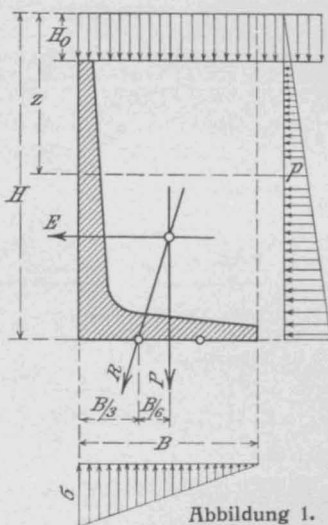


Abbildung 1.

$$\frac{\gamma \cdot \tan^2 \psi \cdot H}{6} \left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right] = \frac{\gamma \cdot H \cdot B^2}{6}.$$

Hieraus ergibt sich:

$$1. \quad B = \tan \psi \sqrt{H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right)}.$$

Ist keine oder nur geringe Nutzlast vorhanden, dann wird das zweite Glied unter dem Wurzelzeichen gleich Null oder kann gegenüber dem ersten vernachlässigt werden und dann ist einfacher:

$$1a. \quad B = H \cdot \tan \psi.$$

Die Bodenpressung ist im letzten Fall:

$$\sigma = \frac{2P}{B} = \frac{2 \cdot P \cdot H \cdot B}{B} = 2 \cdot \gamma \cdot H.$$

Genügend genau kann auch für den ersten Fall die auftretende Pressung nach diesem Ergebnis beurteilt werden.

B. Die Breite der Bodenplatte wird so bemessen, daß unter Ausschluß von Zugspannungen die zulässige Druckspannung  $\sigma_z$  erreicht wird.

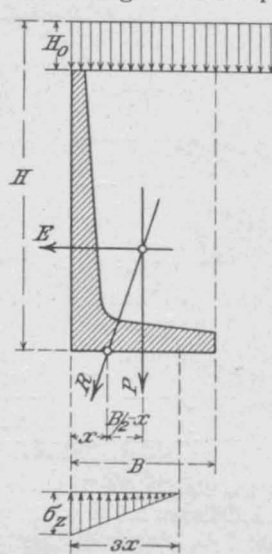


Abbildung 2.

Die Mittelkraft aus  $E$  und  $P$  schneidet die Bodenfuge im vorderen Drittel. Der Abstand des Schnittpunktes von der Vorderkante der Mauer werde mit  $x$  bezeichnet, Abbildg. 2. Zwischen  $\sigma_z$  und  $P$  besteht die Beziehung:

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot P}{3x}, \text{ nun ist wieder ähnlich wie unter A:}$$

$$M_E - P \left( \frac{B}{2} - x \right) = 0;$$

$$x = \frac{B}{2} - \frac{M_E}{P},$$

$$\sigma_z = \frac{2P}{3 \left( \frac{B}{2} - \frac{M_E}{P} \right)}.$$

In diese Gleichung die oben für  $M_E$  und  $P$  gefundenen Werte eingesetzt ergibt:



$$\sigma_z = \frac{2}{3} \frac{\gamma \cdot B \cdot H}{\frac{1}{2} \left\{ B - \frac{\gamma \cdot tg^2 \psi}{3} \left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right] \right\}}$$

und hieraus wird:

$$II. B = tg \psi \sqrt{\left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right] \frac{\sigma_z}{3 \sigma_z - 4 \gamma \cdot H}}$$

Kann auch hier wieder aus einem unter A dargelegten Grunde das zweite Glied im ersten Faktor unter der Wurzel vernachlässigt werden, dann folgt:

$$IIa. B = H \cdot tg \psi \sqrt{\frac{\sigma_z}{3 \sigma_z - 4 \gamma \cdot H}}$$

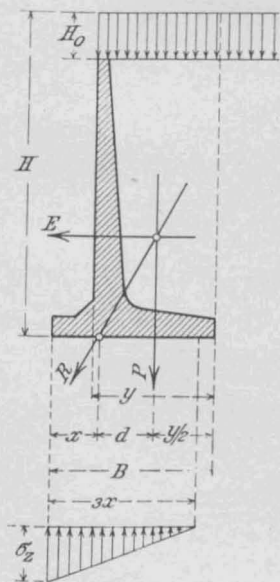


Abbildung 3.

C. Die Bodenplatte springt unter der Vorderwand vor. Ihre Breite wird wieder so bemessen, daß unter Ausschluß von Zugspannungen die zulässige Bodenpressung  $\sigma_z$  auftritt. Ferner wird der Abstand zwischen der vorderen Wandfläche und der hinteren Kante der Bodenplatte so gewählt, daß die Breite der Platte einen Kleinstwert annimmt.

Unter Anlehnung an Abbildung 3 ist:

$$B = x + d + \frac{y}{2}; \quad \sigma_z = \frac{2P}{3x},$$

$$P = \gamma \cdot H \cdot y, \quad 4) \quad x = \frac{2\gamma \cdot H \cdot y}{3\sigma_z}$$

Ferner ist in Bezug auf den Schnittpunkt der Mittelkraft mit der Bodenfuge:

$$P \cdot d - M_E = 0;$$

$$d = \frac{M_E}{P} = \frac{\gamma \cdot tg^2 \psi H \left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right]}{6 \cdot \gamma \cdot H \cdot y}$$

$$5) \quad d = \frac{tg^2 \psi}{6y} \left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right]$$

Die Werte aus den Gleichungen 4 und 5 in die obige Gleichung für B eingesetzt ergibt:

$$B = \frac{2\gamma \cdot H}{3\sigma_z} \cdot y + \frac{tg^2 \psi}{6y} \left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right] + \frac{y}{2};$$

Für einen Kleinstwert von B ist:

$$\frac{dB}{dy} = \frac{2\gamma \cdot H}{3\sigma_z} - \frac{tg^2 \psi}{6y^2} \left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right] + \frac{1}{2} = 0;$$

Hieraus ergibt sich:

$$6) \quad y = tg \psi \sqrt{\left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right] \frac{\sigma_z}{3 \sigma_z + 4 \gamma \cdot H}}$$

Nun wird zweckmäßig gesetzt:

$$B = y^2 \left( \frac{2\gamma \cdot H}{3\sigma_z} + \frac{1}{2} \right) + \frac{tg^2 \psi}{6} \left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right]$$

In diese Gleichung wird der oben in Gleichung 6 für y gefundene Wert eingesetzt und dann liefert sie:

$$III. B = \frac{tg \psi}{3} \sqrt{\left[ H^2 - H_0^2 \left( 3 - 2 \frac{H_0}{H} \right) \right] \frac{3 \sigma_z + 4 \gamma \cdot H}{\sigma_z}}$$

Zwischen y und B besteht die Beziehung:

$$\frac{y}{B} = \frac{3 \sigma_z}{3 \sigma_z + 4 \gamma \cdot H}$$

Diese liefert den zur leichten Berechnung von y geeigneten Ausdruck:

$$IV. y = 3B \cdot \frac{\sigma_z}{3 \sigma_z + 4 \gamma \cdot H}$$

Der reziproke Wert des Bruches wurde bereits in Gleichung III berechnet und bei zahlenmäßiger Auswertung kann hiervon geschickter Gebrauch gemacht werden.

Braucht eine Nutzlast nicht in Betracht gezogen zu werden, dann wird aus Gleichung III:

$$IIIa. B = \frac{H \cdot tg \psi}{3} \sqrt{\frac{3 \sigma_z + 4 \gamma \cdot H}{\sigma_z}}$$

Der Ausdruck für y bleibt hier derselbe wie unter IV. Die vorstehenden Ermittlungen gelten ebensowohl für einfache Winkel- als auch für Rippenprofile. Bei Anordnung von Querrippen können die Vorderwände, entsprechend den geänderten statischen Verhältnissen, wesentlich schwächer als bei den einfachen Winkelprofilen zur Ausführung gebracht werden. Die Wandstärken sind mit der Höhe veränderlich und können allgemein als Funktionen der spezifischen Pressungen der Hinterfüllungserde auf die Wände angesehen werden. Einfachheit in der Herstellung der Wände gestattet nicht, die jeweils rechnerisch notwendige Stärke einzuhalten, sie fordert einfache Formen und als solche kommen hauptsächlich die Trapez- oder die aus diesen abgeleiteten Formen in Betracht. Bei der Formgebung wird auch zu beachten sein, daß die oberen Wandschichten oft wesentlich höher beansprucht werden, als es die Rechnung voraussetzt; einmal durch dynamische Wirkungen, und weiterhin ist hier die Einwirkung des Frostes am größten. Auf Grund dieser Überlegungen dürfte das folgende Verfahren zur Ermittlung zweckmäßiger Querschnittsformen für die Vorderwände der Stützmauern geeignet erscheinen.

Die statisch notwendige Wandstärke in der Tiefe z beträgt unter Anlehnung an die im Gebrauch befindlichen Tabellen zur Querschnittsbemessung:

$$(h-a)_z = a \sqrt{M_z}.$$

Vorausgesetzt ist hier als Längeneinheit das Meter, und daß M in kgm ausgedrückt wird. Alsdann ist, wenn l die Rippen-Entfernung, m einen Koeffizienten im Nenner der Gleichung für M bedeutet, unter Beachtung von Gleichung 1:

$$M_z = \frac{p \cdot l^2}{m} = \frac{\gamma \cdot tg^2 \psi \cdot l^2 \cdot z}{m}$$

Abbildung 4.

und demnach:

$$7) \dots \dots (h-a)_z = a \cdot tg \psi \cdot l \sqrt{\frac{\gamma}{m} \cdot \sqrt{z}}$$

$$\text{weiterhin ist: } \frac{d(h-a)_z}{dz} = a \cdot tg \psi \cdot l \sqrt{\frac{\gamma}{m} \cdot \frac{1}{2\sqrt{z}}}$$

$$\frac{d^2(h-a)_z}{dz^2} = -a \cdot tg \psi \cdot l \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{m} \cdot \frac{1}{4 \cdot z \cdot \sqrt{z}}}$$

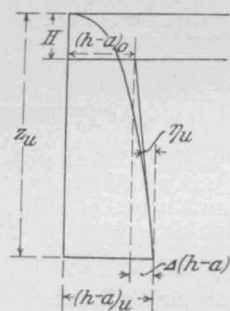


Abbildung 5.

Hieraus geht hervor, daß bei vorderer gerader Wandfläche die Rückenfläche nach ihr hin konkav gekrümmt ist, siehe Abbildung 4. Mit Rücksicht auf die vorstehenden Darlegungen kann daher für nicht allzu große Wandhöhen zuerst die größte Stärke der Wand unmittelbar über der Bodenplatte errechnet und an diese die Rückenfläche als Tangential-Ebene gelegt werden. In Bezug auf Abbildung 5 ist dann, nachdem  $(h-a)_u$  bekannt:

$$(h-a)_o = (h-a)_u - (z_u - H_0) \cdot tg \eta_u.$$

$$8) \quad (h-a)_o = (h-a)_u - (z_u - H_0) \cdot a \cdot tg \psi \cdot l \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{m} \cdot \frac{1}{2 \cdot \sqrt{z_u}}}$$

Nebenbei sei bemerkt, daß eine Tangentialebene in halber Wandhöhe den geringsten Wandquerschnitt liefert.

Den Eisenquerschnitt für die Höheneinheit ergibt analog dem Vorhergehenden die Gleichung:

$$9) \dots \dots f_e = \beta \cdot \sqrt{M_z} = \beta \cdot tg \psi \cdot l \sqrt{\frac{\gamma}{m} \cdot \sqrt{z}}.$$

Bei dem einfachen Winkelprofil ist die Krümmung der Rückwand konvex zur Vorderwand und die obere Wandstärke wird daher nach rein praktischen Gesichtspunkten festgelegt.

Einen interessanten Vergleich gestatten die im Handbuch für Eisenbetonbau, II. Aufl. III. Bd. S. 361, gegebenen Beispiele, die sich auf die hier unter Gl. I und II behandelten Fälle beziehen. Danach kann entsprechend der dort gewählten Bezeichnungsweise gesetzt werden:

$B = d + y$ ,  $d$  = Stärke der vorderen rechteckig angenommenen Wandfläche,  $y$  = Abstand von Rückenfläche der Wand bis Hinterkante Bodenplatte.

Für das zunächst betrachtete Beispiel gelten Bedingungen, unter denen hier Gl. II. a abgeleitet wurde. Es ist: Höhe der Mauer  $H = 4,0$  m;  $H_0 = 0$ ; Stärke der Vorderwand  $d = 0,4$  m, Sohlenstärke  $0,4$  m, spezifisches Gewicht des Betons  $= 2,4$  t/cbm, das der Erde  $1,6$  t/cbm,  $\varphi = 30^\circ$  und  $p = \sigma_z = 25$  t/qm.

Im Handbuch (siehe auch Beton-Kalender 1914, Tl. II S. 57) ist gesetzt:

$$y = -A + \sqrt{A^2 + B}, \quad A = \frac{0,75 \cdot p \cdot d - G_1}{0,75 \cdot p - g_2},$$

$$B = \frac{1,5 p (M_h - M_v) + G_1^2}{g_2 \cdot (0,75 p - g_2)}$$

$$G_1 = 4,0 \cdot 0,4 \cdot 2,4 = 3,84 \text{ t},$$

$$M_v = G_1 \cdot \frac{d}{2} = 3,84 \cdot 0,2 = 0,77 \text{ tm},$$

$$g_2 = 0,4 \cdot 2,4 + 3,6 \cdot 1,6 = 6,72 \text{ tqm}$$

$$E = \frac{1,6 \cdot 16}{2} \text{ tg}^2 30^\circ = 4,27 \text{ t},$$

$$M_h = \frac{E \cdot h}{3} = 4,27 \cdot \frac{4,0}{3} = 5,69 \text{ tm},$$

$$M_h - M_v = 5,69 - 0,77 = 4,92 \text{ tm},$$

$$A = \frac{0,75 \cdot 25 \cdot 0,4 - 3,84}{0,75 \cdot 25 - 6,72} = 0,305,$$

$$B = \frac{1,5 \cdot 25 \cdot 4,92 + 3,84^2}{6,72 \cdot 12,03} = 2,47,$$

$$y = -0,305 + \sqrt{0,305^2 + 2,47} = 1,30 \text{ m},$$

$$B = 0,40 + 1,30 = 1,70 \text{ m}.$$

Nach Formel IIa hätte sich ergeben:

$$B = H \cdot \text{tg } \varphi \sqrt{\frac{\sigma_z}{3\sigma_z - 4\gamma \cdot H}} = 4,0 \cdot 0,577 \sqrt{\frac{25}{75 - 4 \cdot 1,6 \cdot 4,0}} = 1,65 \text{ m}.$$

Der diesen Ermittlungen zugrunde liegende, im Handbuch angenommene Mauerquerschnitt mit überall gleichstarker Vorderwand und Bodenplatte, entspricht nicht den üblichen Ausführungsformen und es ist anzunehmen, daß er zur leichteren Auswertung der einzelnen Gleichungen in dieser Weise angenommen wurde. Obwohl die hier zu Tage getretene Differenz der Werte für  $B$  praktisch bedeutungslos ist, würde sie, unter Zugrundelegung der wirklichen Querschnittsform bei der Berechnung, noch geringer werden.

An der genannten Stelle ist noch ein zweites Beispiel angeführt, für welches die hier unter Ia abgeleitete Gleichung gilt. Die für die Querschnittsbestimmung notwendigen Unterlagen sind denen des vorigen Beispiels gleich, und ähnlich wie dort wird hier die Sohlenbreite ermittelt zu:  $B = d + y = 0,4 + 1,93 = 2,33$  m.

### Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 35. Schwellung und Schwindung von Zement und Zement-Mörteln in Wasser und Luft. Bericht über Versuche im kgl. Mat.-Prüf.-Amt Berlin-Lichterfelde, erstattet von Prof. Gary, Abt.-Vorst. das. Berlin 1915. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 1,80 M.

Die Versuche sollen namentlich die für die Praxis des Eisenbetonbaues wichtige Frage beantworten, wie den schädlichen Schwindungen des an der Luft erhärtenden Mörtels und Betons begegnet werden kann, welchen Einfluß auf die Schwindung 1. längeres Anfeuchten, 2. Magerung durch Sand, 3. die Art des Sandes haben und ob schließlich 4. die bei den verschiedenen Zementen gefundenen erheblichen Unterschiede, die nicht sowohl auf verschiedene chemische Zusammensetzung als die verschiedene Herstellungsweise zurück geführt werden müssen, auch nach Magerung noch bestehen bleiben.

Zur Frage 1 ergab sich die ja bekannte Erscheinung, daß bei Wasserlagerung sämtliche Zemente Dehnungen erleiden, die mit der Magerung abnehmen, daß sie bei Luftlagerung um so stärker schwinden, je fetter sie sind. Das Höchstmaß dieser Schwindung ist im Allgem. nach 3 Monaten erreicht. Je länger die Körper feucht bleiben, um so länger wird die Schwindung aufgehalten, je länger sie im Wasser lagern, ehe sie an die Luft kommen, um so geringer wird ihr Schwindmaß nach Jahresfrist.

Zur Frage 2 zeigte sich, daß die Empfindlichkeit der Mörtel gegen Schwellung und Schwindung, Wasser und Luft um so geringer wird, je größer der Sandzusatz ist.

Nach Gleichung Ia hätte sich ergeben:

$$B = H \cdot \text{tg } \varphi = 4,0 \cdot 0,577 = 2,308 = \sim 2,31 \text{ m};$$

die hierbei gemachten Vereinfachungen liefern, wie ersichtlich, Querschnitte, die mit schärferen Ermittlungen sehr gut übereinstimmen.

Zum Schluß möge ein einfaches Beispiel, die Anwendung der unter III, IV, 7, 8 und 9 gegebenen Gleichungen zeigen. Es ist hier angenommen:  $\gamma = 1,65$  t/cbm = 1650 kg/cbm

$$q = 1500 \text{ kg/qm}, \quad H_0 = \frac{q}{\gamma} = \frac{1500}{1650} = \sim 0,9 \text{ m}; \quad H = 4,8 \text{ m}; \quad \varphi = 35^\circ;$$

$$\psi = 45 - \frac{35}{2} = 27^\circ 30'; \quad \text{tg } \psi = 0,52; \quad \sigma_z = 25 \text{ t/qm}.$$

Damit wird nun:

$$B = \frac{0,52}{3} \sqrt{\left[4,8^2 - 0,9^2 \left(3 - \frac{2 \cdot 0,9}{4,8}\right)\right] \cdot \frac{3 \cdot 25 + 4 \cdot 1,65 \cdot 4,8}{25}}$$

$$= \frac{0,52}{3} \sqrt{(23,04 - 2,12) \cdot 4,27} = 1,64 = \sim 1,65 \text{ m};$$

$$y = \frac{1,64 \cdot 3}{4,27} = 1,15 \text{ m}; \quad \text{nunmehr ist: } P = 1,65 \cdot 1,15 \cdot 4,8 = 9,12 \text{ t}$$

und damit ergibt sich die Breite der unter Druck stehenden Bodenfläche zu:

$$3x = \frac{2P}{\sigma_z} = \frac{2 \cdot 9,12}{25} = 0,73 \text{ m}.$$

Die Rippen-Entfernung betrage  $3,0$  m und das Moment in Plattenmitte sei zu  $\frac{p l^2}{18}$ , also  $m = 18$  angenommen. Als-

dann ist nach Gl. 7 bei  $z_u = 4,5$  m,  $\sigma_b = 40$  und  $\sigma_e = 100$  kg/qcm

$$(h - a)_u = 0,39 \cdot 0,52 \cdot 3,0 \cdot \sqrt{\frac{1650}{18}} \cdot \sqrt{4,5} = 5,83 \cdot \sqrt{4,5} = 12,4 \text{ cm}$$

$$h_u = 12,4 + 1,6 = 14 \text{ cm}.$$

Gemäß Gleichung 8 wird nun:

$$(h - a)_o = 12,4 - (4,5 - 0,9) \cdot \frac{5,83}{2 \cdot \sqrt{4,5}} = 7,5 \text{ cm}.$$

$$h_o = 7,5 + 1,5 = 9 \text{ qcm}.$$

Für die Eisenbewehrung wird die Wand in Zonen von je  $1,0$  m Höhe geteilt. Der Ermittlung des Eisenquerschnitts wird das in Zonenmitte auftretende Biegemoment zugrunde gelegt. Der Einfachheit halber sei hier nun gemäß Gleichung 9 gesetzt:

$$z_1 = 0,9 + \frac{1,0}{2} = 1,5 \text{ m}; \quad z_2 = 2,5 \text{ m}; \quad z_3 = 3,5 \text{ m}; \quad z_4 = 4,5 \text{ m}.$$

Somit wird nach Einsetzung dieser Werte in Gleichung 9:

$$f_{e1} = 0,293 \cdot 0,52 \cdot 3,0 \sqrt{\frac{1650}{18}} \cdot \sqrt{z_1} = 4,37 \sqrt{1,5} = 5,35 \text{ qcm},$$

$$f_{e2} = 4,37 \cdot \sqrt{2,5} = 6,9 \text{ qcm},$$

$$f_{e3} = 4,37 \cdot \sqrt{3,5} = 8,2 \text{ qcm},$$

$$f_{e4} = 4,37 \cdot \sqrt{4,5} = 9,25 \text{ qcm}.$$

Das Mindestmaß wird erreicht, wenn die Menge des Bindemittels nicht mehr genügt, um die Hohlräume im Sand auszufüllen. Die Unterschiede der Mischungsverhältnisse (1 : 3 und 1 : 5) verschwinden aber nahezu nach 7 tägiger Anfeuchtung. Die Schwindung betrug für beide i. M.  $\frac{1}{2}, \frac{1}{10}$  der ursprünglichen Länge des Probekörpers, d. s. auf  $1$  m etwa  $0,5$  m, ein Schwindmaß, mit dem man sich bei unseren jetzigen Zementen abfinden muß.

Zur Frage 3 ergab sich allerdings ein wesentlicher Einfluß der Art des Sandes. Der quarzhaltige, feine Berliner Sand ergab größere Quellungen, geringere Schwindungen, als der kalkige, gröbere Isar-Sand. Danach sind kalk- und tonhaltige Sande für Arbeiten an der Luft, bei denen Schwindrisse möglichst hinten gehalten werden sollen, zu vermeiden. Die Auswahl des Sandes spielt demnach also eine besonders wichtige Rolle.

Zur Frage 4 ergab sich, daß schon Zusätze von 3 Teilen Sand genügen, um die Unterschiede der verschiedenen Zemente ziemlich auszugleichen.

Weitere Versuche mit Betonkörpern sollen feststellen, wie weit auch Wärme und Kälte Einfluß auf Quellen und Schwinden haben und wie dem zu begegnen ist. —

Inhalt: Straßnbrücke über die Saale bei Dürrenberg. — Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen mit anschließender Hochbahn. (Schluß.) — Berechnung von Stützmauern in Eisenbeton. — Literatur. —

Hierzu eine Bildbeilage: Straßenbrücke über die Saale bei Dürrenberg.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.